

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover
para un pabellón de la I.E.E. República Argentina en Nuevo
Chimbote, 2024**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR:

Bach. Zapata Leclere, Alejandro Efraín

ASESOR:

Mg. León Malo, Ivan Eliseo

DNI: 41293198

Código ORCID: 0000-0003-4609-405X

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover
para un pabellón de la I.E.E. República Argentina en Nuevo
Chimbote, 2024”**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

Revisado y Aprobado por:

Mg. León Malo, Iván Eliseo
Asesor

DNI: 41293198

Código ORCID: 0000-0003-4609-405x

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover
para un pabellón de la I.E.E. República Argentina en Nuevo
Chimbote, 2024”**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

Revisado y Aprobado por:

Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio Gonzáles
PRESIDENTE
DNI: 26673663
Código ORCID: 0000-0002-3500-2378

Dra. Fernández Mantilla, Jenisse Del Rocio
SECRETARIA
DNI: 33264434
Código ORCID: 0000-0003-3336-4786

Mg. León Malo, Iván Eliseo
INTEGRANTE
DNI: 41293198
Código ORCID: 0000-0003-4609-405x



FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil
- EPIC -

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

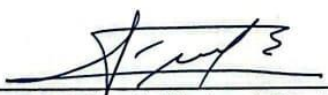
A los 11 días del mes de junio del año dos mil veintiséis, siendo las 10:00 horas, en el Laboratorio de Topografía del edificio de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T. Resolución N° 820-2025-UNS-CFI, con fecha 19.12.2025, integrado por los siguientes docentes: Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio Gonzalez (Presidente), Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla (Secretaria), Mg. Iván Eliseo León Malo (Integrante), DrMarco Antonio Cerna Vásquez (Accesitario), en base a la Resolución Decanal N° 251-2026-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024" presentado por el Bachiller ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN con cód. N° 0201813021, quien fue asesorado por el docente Mg. Iván Eliseo León Malo según lo establece la T. Resolución Decanal N° 687-2024-UNS-FI, de fecha 24.10.2024

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN	18	Buena

Siendo las 11:00 horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 11 de junio de 2026.


Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio Gonzalez
Presidente


Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla
Secretaria


Mg. Iván Eliseo León Malo
Integrante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
Rectorado: Av. Pacífico N° 508 - Urb. Buenos Aires
Campus Universitario: Av. Universitaria s/n - Urb. Bellamar
Central telefónica: (51)-43-310445 - Nuevo Chimbote - Ancash - Perú
www.uns.edu.pe



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: ALEJANDRO EFRAIN ZAPATA LECLERE
Título del ejercicio: Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pusho...
Título de la entrega: TESIS FINAL.pdf
Nombre del archivo: TESIS_FINAL.pdf
Tamaño del archivo: 2.08M
Total páginas: 146
Total de palabras: 31,684
Total de caracteres: 221,123
Fecha de entrega: 07-jul-2026 12:38p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2994773027



UNS
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

"EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS
PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA L.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN
NUEVO CHIMBOTE, 2024"

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

"Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover
para un pabellón de la L.E.E. República Argentina en Nuevo
Chimbote, 2024"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

AUTOR:
- Bach. Zapata Leclere, Alejandro Efrain

ASESOR:
Mg. León Malo Ivan Elisco
DNI: 41293198
Código ORCID: 0000-0003-4609-405x

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ
2026

TESIS FINAL.pdf

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%	15%	1%	7%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUD

FUENTES PRIMARIAS

- 1 **hdl.handle.net**
Fuente de Internet
- 2 **Submitted to Universidad Nacional del Santa**
Trabajo del estudiante
- 3 **repositorio.uns.edu.pe**
Fuente de Internet
- 4 **repositorio.unc.edu.pe**
Fuente de Internet
- 5 **Submitted to Universidad Cesar Vallejo**
Trabajo del estudiante
- 6 **repositorioacademico.upc.edu.pe**
Fuente de Internet
- 7 **repositorio.uni.edu.pe**
Fuente de Internet
- 8 **Submitted to Universidad Católica de Santa María**
Trabajo del estudiante
- 9 **Submitted to uncedu**
Trabajo del estudiante
- 10 **Submitted to Universidad Tecnológica de los Andes**
Trabajo del estudiante
- 11 **www.slideshare.net**
Fuente de Internet
- 12 **repositorio.urp.edu.pe**
Fuente de Internet
- 13 **Submitted to Universidad Andina del Cusco**
Trabajo del estudiante
- 14 **Submitted to Universidad Católica San Pablo**
Trabajo del estudiante
- 15 **repositorio.ucv.edu.pe**
Fuente de Internet

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación principalmente a mi madre por su apoyo incondicional, por creer siempre en mí y por desear siempre lo mejor para mi vida.

A mi familia, por ser mi fuerza y motivación.

A mis docentes, por compartir sus conocimientos y guías, y a mi asesor, por su orientación y compromiso durante este trabajo.

Alejandro Efraín Zapata Leclere

AGRADECIMIENTO

A Dios por orientarme en el camino correcto y brindarme la posibilidad de aportar al cuidado del ser humano y a la investigación en este campo.

A mi alma mater, la Universidad Nacional Del Santa, Escuela Profesional de Ingeniería y todo su equipo de profesores, por brindarnos una educación de alta calidad.

A todos los involucrados en este proceso, como mis padres, profesores y mis parientes más cercanos, por estar conmigo en cada noche de estudio y por siempre aspirar y anhelar lo mejor para mi vida y carrera profesional.

Alejandro Efrain Zapata Leclere

Índice General

I. INTRODUCCIÓN	27
1.1. Descripción Y Formulación Del Problema	27
1.2. Objetivos	29
1.2.1. Objetivo General.....	29
1.2.2. Objetivos Específicos	29
1.3. Formulación De La Hipótesis	30
1.4. Justificación e Importancia de la Investigación	30
1.4.1. Teórica	30
1.4.2. Práctica	30
1.4.3. Social	30
1.4.4. Económica	31
1.4.5. Importancia.....	31
II. MARCO TEÓRICO.....	32
2.1. Antecedentes De La Investigación.....	32
2.1.1. Internacionales.....	32
2.1.2. Nacionales	36
2.1.3. Locales.....	38
2.2. Marco Conceptual	42
2.2.1. Diseño Sismorresistente	42
2.2.2. Métodos De Evaluación De Capacidad Estructural	43
2.2.3. Métodos Lineales.....	43
2.2.3.1. Análisis Elástico.....	43
2.2.3.2. Análisis Elástico Dinámico (Modal Espectral).....	43
2.2.4. Métodos No Lineales.....	44

2.2.4.1. Análisis Inelástico Dinámico No Lineal (Tiempo – Historia).....	44
2.2.4.2. Análisis Inelástico Estático (Pushover).	44
2.2.5. Descripción Del Método Pushover.....	44
2.2.6. Acero De Refuerzo	47
2.2.6.1. Modelo Elastoplástico Perfecto.	47
2.2.6.2. Modelo Trilineal.	48
2.2.6.3. Modelo de Park & Paulay.....	49
2.2.6.4. Modelo de Mander et al.	50
2.2.6.5. Modelo Ahmad & Shah.	52
2.2.7. Concreto No Confinado.....	53
2.2.7.1. Whitney (1942).	54
2.2.7.2. Hognestad (1951).....	54
2.2.7.3. Mander et al. (1988).....	55
2.2.8. Concreto Confinado.....	56
2.2.8.1. Chan (1955).	56
2.2.8.2. Sozen & Roy (1963).	57
2.2.8.3. Bertero & Felippa (1964).....	58
2.2.8.4. Soliman & Yu (1967).....	59
2.2.8.5. Kent y Park (1971).....	61
2.2.8.6. Kent & Park modificado (1979).	63
2.2.8.7. Mander et al. (1984).....	65
2.2.9. Máxima Deformación y Ductilidad de Elementos Estructurales Sujetos a Flexión....	71
2.2.9.1. Curvatura de un elemento.	72
2.2.9.2. Diagramas Momento – Curvatura.....	74
2.2.10. Longitud Plástica y Rótulas Plásticas en elementos de concreto	75

2.2.11. Diagrama Momento – Rotación para elementos de concreto armado	76
2.2.12. Capacidad Sísmica de una Estructura.....	77
2.2.12.1. Curva de Capacidad.	78
2.2.13. Demanda Sísmica de una Estructura	80
2.2.13.1. Espectro de Demanda Sísmica.....	80
2.2.14. Nivel de desempeño.....	82
2.2.14.1. Enfoque de VISION 2000.....	83
2.2.14.2. Enfoque ATC – 40.	84
2.2.14.3. Enfoque ASCE/SIE 41-17.	90
2.2.15. Amenaza Sísmica	91
2.2.15.1. Enfoque VISION 2000.	92
2.2.15.2. Enfoque ATC-40.....	93
2.2.15.3. Enfoque ASCE/SIE 41-17.	95
2.2.16. Punto de Desempeño	96
2.2.17. Reforzamiento en Estructuras de Concreto	96
2.2.17.1. Encamisetado de Columnas, Vigas y Nudos.	97
2.2.17.2. Modificación del Elemento.....	97
2.2.17.3. Mejorar el Reforzamiento Deficiente Existente.	97
2.2.17.4. Cambiar el Sistema Estructural.....	97
2.2.17.5. Cambiar la Columna a un Muro de Corte.....	97
III. METODOLOGÍA	98
3.1. Tipo de la investigación	98
3.2. Enfoque de la investigación	98
3.3. Método de investigación	98
3.4. Diseño de investigación	99

3.5. Población.....	99
3.6. Muestra.....	99
3.7. Variables y operacionalización	99
3.7.1. Variable Independiente.....	99
3.7.1.1. Definición Conceptual.	99
3.7.1.2. Definición Operacional.	99
3.7.2. Variable Dependiente	100
3.7.2.1. Definición Conceptual.	100
3.7.2.2. Definición Operacional.	100
3.7.2.3. Dimensiones.....	100
3.8. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	100
3.8.1. Análisis Documental.....	100
3.8.2. Estimación de las Dimensiones de Acero de Refuerzo con el Detector de Materiales Bosch D-TECT 200 C	101
3.8.3. Extracción de Núcleos de Concreto de Vigas y Columnas con Diamantina.....	102
3.8.4. Ensayo de Compresión Para los Núcleos de Concreto Extraídos	103
3.8.5. Simulación en Programa de Análisis Estructural	103
3.9. Técnicas de Análisis de Resultados	104
3.9.1. Análisis de datos	104
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	106
4.1. Resultados	106
4.1.1. Resultados del Objetivo General	106
4.1.1.1.1. Curvas de Capacidad.....	106
4.1.1.1.2. Niveles de Desempeño para el antiguo Pabellón.	110
4.1.2. Resultados para el Objetivo Específico 01	117

4.1.2.1. Fuerza Cortante Mínima.	117
4.1.2.2. Control de Derivas.	120
4.1.2.3. Modos de Vibración.	124
4.1.3. Resultados para el Objetivo Específico 02	127
4.1.3.1. Verificación de Objetivos de Desempeño para el pabellón según el Comité VISION 2000.	127
4.1.4. Resultados para el Objetivo Específico 03	130
4.1.4.1. Control de Derivas.	130
4.1.5. Resultados para el Objetivo Específico 04	133
4.1.5.1. Nuevos Niveles de Desempeño del Pabellón con Muros de Corte.....	133
4.1.5.2. Verificación de Objetivos de Desempeño con Muros de Corte.....	137
4.2. Discusiones.....	140
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
5.1. Conclusiones	143
5.2. Recomendaciones.....	146
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148
VII. ANEXOS.....	152

Índice de tablas

Tabla 1	<i>Resultados estadísticos obtenidos por todos los ensayos de las varillas de acero.....</i>	52
Tabla 2	<i>Niveles de Desempeño sísmico según VISION 2000</i>	84
Tabla 3	<i>Niveles de desempeño sísmico según ATC - 40</i>	88
Tabla 4	<i>Niveles de desempeño estructural según ASCE/SEI 41-17.....</i>	90
Tabla 5	<i>Niveles de desempeño no estructural según ASCE/SEI 41-17.....</i>	91
Tabla 6	<i>Niveles de amenaza sísmica según VISION 2000.....</i>	92
Tabla 7	<i>Criterios básicos de seguridad para niveles de amenaza sísmica según ATC, 1996.</i>	94
Tabla 8	<i>Clasificación de la amenaza sísmica según ASCE/SIE 41-17</i>	95
Tabla 9	<i>Dimensiones de aceros en elementos estructurales.....</i>	102
Tabla 10	<i>Resistencia a la compresión de núcleos de concreto.....</i>	103
Tabla 11	<i>Peso Sísmico del Bloque 1</i>	118
Tabla 12	<i>Peso Sísmico del Bloque 2</i>	119
Tabla 13	<i>Fuerza cortante mínima Bloque 1.....</i>	119
Tabla 14	<i>Fuerza cortante mínima Bloque 2.....</i>	120
Tabla 15	<i>Límites para la distorsión del entrepiso NTP. E.030</i>	120
Tabla 16	<i>Proporciones de la Masa Participante en los Modos Bloque 1</i>	125
Tabla 17	<i>Proporciones de la Masa Participante en los Modos Bloque 2</i>	125
Tabla 18	<i>Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 1</i>	127
Tabla 19	<i>Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 1</i>	128
Tabla 20	<i>Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 2</i>	128
Tabla 21	<i>Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 2</i>	129
Tabla 22	<i>Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 1</i>	138
Tabla 23	<i>Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 1</i>	138
Tabla 24	<i>Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 2</i>	138
Tabla 25	<i>Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 2</i>	139
Tabla 26	<i>Parámetros de zonificación</i>	170
Tabla 27	<i>Parámetros para el suelo.....</i>	171
Tabla 28	<i>Parámetro de periodos T_p y T_l</i>	171
Tabla 29	<i>Parametros de ampliación sísmica “C”</i>	172
Tabla 30	<i>Categorías de edificaciones y factor “U”</i>	173
Tabla 31	<i>Definición del sistema estructural</i>	174
Tabla 32	<i>Peso sísmico de la estructura</i>	176
Tabla 33	<i>Datos para la Función Espectral.....</i>	180
Tabla 34	<i>Fuerzas Laterales para el Análisis Pushover en dirección X.....</i>	187
Tabla 35	<i>Fuerzas Laterales para el Análisis Pushover en dirección Y.....</i>	187
Tabla 36	<i>Niveles de Amenaza Sísmica según VISION 2000.....</i>	200
Tabla 37	<i>Parámetros para los Espectros de Demanda según VISION 2000</i>	203
Tabla 38	<i>Parámetros para los Espectros de Demanda según ATC-40</i>	204
Tabla 39	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1</i>	208

Tabla 40	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1</i>	209
Tabla 41	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1</i>	210
Tabla 42	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1</i>	211
Tabla 43	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1</i>	212
Tabla 44	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1</i>	213
Tabla 45	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1</i>	214
Tabla 46	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1</i>	215
Tabla 47	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	216
Tabla 48	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	217
Tabla 49	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	218
Tabla 50	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	219
Tabla 51	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	220
Tabla 52	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	221
Tabla 53	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	222
Tabla 54	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 1</i>	223
Tabla 55	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2</i>	224
Tabla 56	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2</i>	225
Tabla 57	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2</i>	226
Tabla 58	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2</i>	227
Tabla 59	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2</i>	228
Tabla 60	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2</i>	229
Tabla 61	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2</i>	230
Tabla 62	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2</i>	231
Tabla 63	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	232
Tabla 64	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	233
Tabla 65	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	234
Tabla 66	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	235
Tabla 67	<i>Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	236
Tabla 68	<i>Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	237
Tabla 69	<i>Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	238
Tabla 70	<i>Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según ASCE 41/13 Bloque 2</i>	239
Tabla 71	<i>Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección X</i>	240
Tabla 72	<i>Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección X</i>	240
Tabla 73	<i>Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección X</i>	241
Tabla 74	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección X</i>	243
Tabla 75	<i>Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección Y</i>	244
Tabla 76	<i>Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección Y</i>	244
Tabla 77	<i>Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección Y</i>	245
Tabla 78	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección Y</i>	247
Tabla 79	<i>Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección X</i>	248

Tabla 80	<i>Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección X</i>	248
Tabla 81	<i>Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X</i>	249
Tabla 82	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección X</i>	251
Tabla 83	<i>Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección Y</i>	252
Tabla 84	<i>Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección Y</i>	252
Tabla 85	<i>Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección Y</i>	253
Tabla 86	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección Y</i>	255
Tabla 87	<i>Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección X</i>	262
Tabla 88	<i>Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección X</i>	262
Tabla 89	<i>Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección X</i>	263
Tabla 90	<i>Nuevos Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección X</i>	265
Tabla 91	<i>Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección Y</i>	266
Tabla 92	<i>Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección Y</i>	266
Tabla 93	<i>Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección Y</i>	267
Tabla 94	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección Y</i>	269
Tabla 95	<i>Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección X</i>	270
Tabla 96	<i>Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección X</i>	270
Tabla 97	<i>Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X</i>	271
Tabla 98	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección X</i>	273
Tabla 99	<i>Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección Y</i>	274
Tabla 100	<i>Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección Y</i>	274
Tabla 101	<i>Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X</i>	275
Tabla 102	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección Y</i>	275
Tabla 103	<i>Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección Y</i>	277
Tabla 104	<i>Tabla de Reacciones en la base dirección X</i>	280
Tabla 105	<i>Fuerzas en la parte Superior de Placas o Muros de Corte en dirección X</i>	281
Tabla 106	<i>Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección X parte Superior</i>	282
Tabla 107	<i>Fuerzas en la parte Inferior de Placas o Muros de Corte en dirección X</i>	282
Tabla 108	<i>Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección X parte Inferior</i>	283
Tabla 109	<i>Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Reducidos en X</i>	283
Tabla 110	<i>Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Nominales en X</i>	286
Tabla 111	<i>Reacciones en la base en dirección Y</i>	293
Tabla 112	<i>Fuerzas en la parte Superior de Placas o Muros de Corte en dirección Y</i>	294
Tabla 113	<i>Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección Y parte Superior</i>	295
Tabla 114	<i>Fuerzas en la parte Inferior de Placas o Muros de Corte en dirección Y</i>	295
Tabla 115	<i>Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección Y parte Inferior</i>	296
Tabla 116	<i>Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Reducidos en Y</i>	296
Tabla 117	<i>Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Nominales en Y</i>	299

Índice de Figuras

Figura 1 Efectos de un sismo en una estructura, representado en un programa de análisis estructural	42
Figura 2 Caracterización del Pushover y Curva de Capacidad Sísmica Resistente.	45
Figura 3 Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico para el acero sometido a tensión	48
Figura 4 Curva esfuerzo-deformación del Modelo trilineal para el acero sometido a tensión..	48
Figura 5 Curva completa esfuerzo-deformación de Park y Paulay para acero en tensión	49
Figura 6 Bloque de tensión de Charles S. Whitney (1942)	54
Figura 7 Modelo para concreto no confinado de Hognestad (1951)	55
Figura 8 Modelo para concreto no confinado de Mander (1988).	56
Figura 9 Curva esfuerzo y deformación del concreto confinado por estribos rectangulares. ..	58
Figura 10 Curva esfuerzo - deformación del concreto confinado a flexión.	59
Figura 11 Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado por estribos rectangulares. .	61
Figura 12 Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado por estribos rectangulares. .	63
Figura 13 Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado par carga monótona	66
Figura 14 Núcleo efectivamente confinado por estribo rectangular	70
Figura 15 Factor de confinamiento para elementos cuadrados y rectangulares	71
Figura 16 Curva carga-deflexión para un elemento a flexión.....	72
Figura 17 Deformación de un elemento a flexión.....	73
Figura 18 Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas.	74
Figura 19 Diagrama Momento - Curvatura para una sección de 0.35 x 0.70 m	75
Figura 20 Relación generalizada Momento-Rotación del ASCE 41.....	77
Figura 21 Curva de capacidad aplicando el Análisis Pushover	79
Figura 22 Espectros de respuesta elástica para zona sísmica 4 de Argentina, y sismo de recurrencia de 500 años.	81
Figura 23 Punto de Desempeño para techos reticulares	96
Figura 24 Curva de Capacidad PUSH X (Bloque 1)	107
Figura 25 Curva de Capacidad PUSH Y (Bloque 1)	108
Figura 26 Curva de Capacidad PUSH X (Bloque 2)	109
Figura 27 Curva de Capacidad PUSH Y (Bloque 2)	110
Figura 28 Nivel de Desempeño del Bloque 1 en Dirección X.....	111
Figura 29 Nivel de Desempeño del Bloque 1 en Dirección Y.....	112
Figura 30 Nivel de Desempeño del Bloque 2 en Dirección X.....	114
Figura 31 Nivel de Desempeño del Bloque 2 en Dirección Y.....	114
Figura 32 Solicitaciones sísmicas reducidas dirección X.....	121
Figura 33 Solicitaciones sísmicas reducidas dirección Y.....	122
Figura 34 Derivas o drifts del Bloque 1	123
Figura 35 Derivas o drifts del Bloque 2.....	124

Figura 36	<i>Nuevas Derivas o drifts del Bloque 1</i>	131
Figura 37	<i>Nuevas Derivas o drifts del Bloque 2</i>	132
Figura 38	<i>Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 1 en Dirección X</i>	133
Figura 39	<i>Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 1 en Dirección Y</i>	134
Figura 40	<i>Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 2 en Dirección X</i>	135
Figura 41	<i>Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 2 en Dirección Y</i>	136
Figura 42.	<i>Modelo Matemático del bloque 1</i>	154
Figura 43	<i>Modelo Matemático del bloque 2</i>	155
Figura 44	<i>Definición del concreto en columnas $f'c=225.3 \text{ kg/cm}^2$</i>	155
Figura 45	<i>Definición del concreto en viga $f'c=167 \text{ kg/cm}^2$</i>	156
Figura 46	<i>Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural</i>	156
Figura 47	<i>Definición de sección para la viga peraltada (55 x 25) cm</i>	157
Figura 48	<i>Definición de sección para la viga peraltada (55 x 30) cm</i>	157
Figura 49	<i>Definición de sección para la viga peraltada (40 x 25) cm</i>	158
Figura 50	<i>Diseño de la Columna T-01</i>	158
Figura 51	<i>Diseño de la Columna T-02</i>	159
Figura 52	<i>Diseño de la Columna en L</i>	159
Figura 53	<i>Definición de parámetros para losa aligerada</i>	160
Figura 54	<i>Definición de cargas muertas</i>	161
Figura 55	<i>Definición de cargas vivas para aulas</i>	162
Figura 56	<i>Definición de cargas vivas para corredores</i>	162
Figura 57	<i>Definición de cargas vivas para azotea</i>	163
Figura 58	<i>Asignación de cargas muertas sobre las vigas</i>	164
Figura 59	<i>Modelo matemático para representación de cargas en vigas</i>	164
Figura 60	<i>Asignación de mitad cargas muertas sobre las vigas</i>	165
Figura 61	<i>Modelo matemático para representación de la mitad de cargas en vigas</i>	165
Figura 62	<i>Asignación de empotramiento en la base de la estructura</i>	166
Figura 63	<i>Definición de brazos rígidos</i>	167
Figura 64	<i>Modelo matemático para representación de brazos rígidos</i>	167
Figura 65	<i>Asignación de diafragma rígido-bloque 1</i>	168
Figura 66	<i>Asignación de diafragma rígido-bloque 2</i>	169
Figura 67	<i>Definición de fuerza sísmica dirección X</i>	175
Figura 68	<i>Definición de fuerza sísmica dirección Y</i>	175
Figura 69	<i>Peso de la Estructura</i>	177
Figura 70	<i>Asignación de Cargas para Fuente de Masa</i>	177
Figura 71	<i>Espectro de Respuesta Sísmica para el Pabellón</i>	179
Figura 72	<i>Curva Espectral de Respuesta</i>	181
Figura 73	<i>Definición de Sismo Dinámico en dirección X</i>	182
Figura 74	<i>Definición de Sismo Dinámico en dirección Y</i>	183
Figura 75	<i>Definición del Número de Modos</i>	184

Figura 76	<i>Análisis Sísmico terminado para el Bloque 1</i>	185
Figura 77	<i>Análisis Sísmico terminado para el Bloque 2</i>	185
Figura 78	<i>Definición de las Fuerzas Laterales en dirección X</i>	188
Figura 79	<i>Definición de las Fuerzas Laterales en dirección X</i>	188
Figura 80	<i>Asignación de la Carga Gravitacional</i>	189
Figura 81	<i>Asignación de Cargas Pushover en dirección X</i>	190
Figura 82	<i>Asignación de Pushover para el Punto Específico en dirección X</i>	191
Figura 83	<i>Asignación de Cargas Pushover en dirección Y</i>	191
Figura 84	<i>Asignación de Pushover para el Punto Específico en dirección Y</i>	192
Figura 85	<i>Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas</i>	193
Figura 86	<i>Asignación de Parámetros para Rótulas Plásticas en Vigas</i>	193
Figura 87	<i>Modelo Matemático de Rótulas Plásticas en el Bloque 1 Primer Piso</i>	194
Figura 88	<i>Definición de Rótulas tipo Fibra para Columnas</i>	195
Figura 89	<i>Función de Respuesta de Rótulas para Columnas Irregulares.....</i>	195
Figura 90	<i>Función de Respuesta de Rótulas para Columnas Irregulares.....</i>	196
Figura 91	<i>Respuesta de Fibras en Columnas Rectangulares</i>	196
Figura 92	<i>Respuesta de Fibras en Columnas en L</i>	197
Figura 93	<i>Respuesta de Fibras en Columnas en T</i>	197
Figura 94	<i>Curva de Capacidad en Dirección X del Bloque 1</i>	198
Figura 95	<i>Curva de Capacidad en Dirección Y del Bloque 1</i>	198
Figura 96	<i>Curva de Capacidad en Dirección X del Bloque 2</i>	199
Figura 97	<i>Curva de Capacidad en Dirección Y del Bloque 2</i>	199
Figura 98	<i>Espectros de Demanda VISION 2000</i>	204
Figura 99	<i>Espectros de Demanda ATC-40</i>	205
Figura 100	<i>Parámetros para los Espectros de Demanda según ASCE/SEI 41-13.....</i>	206
Figura 101	<i>Espectros de Demanda ASCE/SEI 41-17</i>	207
Figura 102	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH X Bloque 1</i>	208
Figura 103	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH X Bloque 1</i>	209
Figura 104	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 1</i>	210
Figura 105	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 1</i>	211
Figura 106	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1</i>	212
Figura 107	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1</i>	213
Figura 108	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1</i>	214
Figura 109	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1</i>	215
Figura 110	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1 ...</i>	216
Figura 111	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1 ..</i>	217
Figura 112	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1</i>	218
Figura 113	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1 ..</i>	219
Figura 114	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1 ...</i>	220
Figura 115	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1 ..</i>	221

Figura 116	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1</i>	222
Figura 117	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1....</i>	223
Figura 118	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH X Bloque 2</i>	224
Figura 119	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH X Bloque 2</i>	225
Figura 120	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 2</i>	226
Figura 121	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 2</i>	227
Figura 122	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2</i>	228
Figura 123	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2</i>	229
Figura 124	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2.....</i>	230
Figura 125	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2.....</i>	231
Figura 126	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2 ..</i>	232
Figura 127	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2 ..</i>	233
Figura 128	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2</i>	234
Figura 129	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2 ..</i>	235
Figura 130	<i>Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2 ..</i>	236
Figura 131	<i>Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2 ...</i>	237
Figura 132	<i>Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2.....</i>	238
Figura 133	<i>Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2...</i>	239
Figura 134	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección X</i>	241
Figura 135	<i>Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 1</i>	242
Figura 136	<i>Objetivos de Desempeño para el Bloque 1 en dirección X</i>	243
Figura 137	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección Y.....</i>	245
Figura 138	<i>Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 1</i>	246
Figura 139	<i>Objetivos de Desempeño para el Bloque 1 en dirección Y</i>	247
Figura 140	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección X</i>	249
Figura 141	<i>Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 2.....</i>	250
Figura 142	<i>Objetivos de Desempeño para el Bloque 2 en dirección X</i>	251
Figura 143	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección Y</i>	253
Figura 144	<i>Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 2</i>	254
Figura 145	<i>Objetivos de Desempeño para el Bloque 2 en dirección Y</i>	255
Figura 146	<i>Asignación de Muros de Corte para el Bloque 1</i>	256
Figura 147	<i>Discretización de Muros de Corte para el Bloque 1</i>	257
Figura 148	<i>Asignación de Rótulas Plásticas par Muros de Corte Bloque 1</i>	258
Figura 149	<i>Asignación de Muros de Corte para el Bloque 2</i>	259
Figura 150	<i>Discretización de Muros de Corte para el Bloque 2.....</i>	260
Figura 151	<i>Asignación de Rótulas Plásticas par Muros de Corte Bloque 2</i>	261
Figura 152	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección X</i>	263
Figura 153	<i>Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 1.....</i>	264
Figura 154	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección Y.....</i>	267
Figura 155	<i>Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 1</i>	268

Figura 156	<i>Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección X</i>	271
Figura 157	<i>Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 2.....</i>	272
Figura 158	<i>Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 2.....</i>	276
Figura 159	<i>Diagrama de Interacción Momentos Reducidos en X.....</i>	285
Figura 160	<i>Diagrama de Interacción Momentos Nominales en X.....</i>	287
Figura 161	<i>Vista en Planta de los Muros en Dirección X</i>	290
Figura 162	<i>Tabla de datos de Elementos de Borde en X.....</i>	290
Figura 163	<i>Diagrama de Interacción Momentos Reducidos en Y.....</i>	298
Figura 164	<i>Diagrama de Interacción Momentos Nominales en Y.....</i>	300
Figura 165	<i>Vista en Planta de los Muros en Dirección Y</i>	303
Figura 166	<i>Tabla de datos de Elementos de Borde en Y</i>	303
Figura 167	<i>Vista en 3D del Bloque 1 con los Muros de Concreto</i>	304
Figura 168	<i>Vista en 3D del Bloque 2 con los Muros de Concreto</i>	304
Figura 169	<i>Tabla de Longitudes de Desarrollo.....</i>	313
Figura 170	<i>Detalle en Planta de los Muros en dirección X.....</i>	314
Figura 171	<i>Detalle en Planta de los Muros en dirección Y.....</i>	314
Figura 172	<i>Detalle de Corte de los Muros en dirección X.....</i>	315
Figura 173	<i>Detalle de Corte de los Muros en dirección Y</i>	316

Índice de ecuaciones

Ecuación 1 Esfuerzos en la zona elástica, para el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$	49
Ecuación 2 Esfuerzos para la zona de fluencia, para el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$	49
Ecuación 3 Esfuerzos en la zona de endurecimiento por deformación, para el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$	50
Ecuación 4 Variable "m" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas .	50
Ecuación 5 Variable "r" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas ..	50
Ecuación 6 Variable "u" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas ..	50
Ecuación 7 Esfuerzos para la zona de endurecimiento	51
Ecuación 8 Ecuación para hallar el parámetro p.....	51
Ecuación 9 Ecuación de la zona de endurecimiento por deformación para el modelo de Ahmad y Shah.....	52
Ecuación 10 Parámetro Y para el modelo de Ahmad y Shah.	52
Ecuación 11 Parámetro X para el modelo Ahmad y Shah.	53
Ecuación 12 Ecuación para la deformación unitaria del acero en donde comienza el endurecimiento por deformación	53
Ecuación 13 Ecuación para la deformación unitaria última del acero.	53
Ecuación 14 Ecuación para el esfuerzo último del acero.....	53
Ecuación 15 Ecuación para encontrar el parámetro q"	60
Ecuación 16 Esfuerzo máximo en el concreto confinado	60
Ecuación 17 Punto de la curva, ε_{ce}	60
Ecuación 18 Punto de la curva, ε_{cs}	60
Ecuación 19 Punto de la curva, ε_{cf}	60
Ecuación 20 Esfuerzos para la región AB de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$	62
Ecuación 21 Esfuerzos para la región BC, para el intervalo $\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$	62
Ecuación 22 Esfuerzos para la región CD, par el intervalo $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$	62
Ecuación 23 Factor K para el esfuerzo máximo	64
Ecuación 24 Esfuerzos para la región AB de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c < 0.002K$	64
Ecuación 25 Esfuerzos para la región BC de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c > 0.002K$	64
Ecuación 26 Tensión de compresión longitudinal del concreto	66
Ecuación 27 Resistencia a la compresión del concreto confinado.....	67

Ecuación 28	Resistencia máxima del concreto confinado para sección rectangular	68
Ecuación 29	Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección X.....	69
Ecuación 30	Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección Y	69
Ecuación 31	Área del núcleo de concreto confinado efectiva	69
Ecuación 32	Coeficiente de efectividad de confinamiento para estribos rectangulares	69
Ecuación 33	Relación entre los extremos de un elemento a flexión.....	72
Ecuación 34	Longitud plástica de un elemento de concreto	76
Ecuación 35	Longitud plástica propuesta por el Eurocódigo 8	76
Ecuación 36	Espectro inelástico para diseño de la NTP. E.030.	81
Ecuación 37	Periodo medio de recurrencia, expresado en años	92
Ecuación 38	Fuerza cortante en la base	117

Índice de anexos

Anexo 01. MATRIZ DE CONSISTENCIA	152
Anexo 02. MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	153
Anexo 04. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	154
Anexo 05. DETALLES DE LOS MUROS DE CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	314
Anexo 06. PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA	317
Anexo 07. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	319
Anexo 08. EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO CON DIAMANTINA Y ENSAYO DE COMPRESIÓN CON PRENSA	328
Anexo 09. PANEL FOTOGRÁFICO	334
Anexo 10. EVIDENCIAS NACIONALES Y PLANOS	343

RESUMEN

El presente proyecto tiene por finalidad evaluar la capacidad estructural del pabellón donde los estudiantes de la I.E.E. República Argentina desarrollan sus actividades académicas, con el propósito de determinar su nivel de resistencia frente a cargas sísmicas, identificar vulnerabilidades y establecer la necesidad de medidas de rehabilitación. Para tal fin, se emplea el análisis pushover, un procedimiento no lineal ampliamente reconocido en la ingeniería sísmica para la estimación del desempeño estructural de edificaciones existentes. El estudio permite determinar la capacidad resistente del edificio, identificar zonas críticas y modos de falla, evaluar la ductilidad, desarrollar curvas de capacidad y analizar el comportamiento post-elástico, además de verificar el cumplimiento de las disposiciones normativas aplicables. Asimismo, se busca establecer el punto de desempeño de la estructura y compararlo con los niveles de desempeño aceptables, con el fin de determinar su grado de seguridad ante eventos sísmicos severos. Dada la relevancia de la evaluación del desempeño estructural en regiones de alta sismicidad como el Perú, la presente investigación se centra en el módulo A de la Institución Educativa Emblemática República Argentina, ubicada en Nuevo Chimbote, con el objetivo de determinar su desempeño estructural mediante el análisis pushover, considerando diferentes escenarios de demanda sísmica.

El trabajo considera las combinaciones de carga pertinentes, las características arquitectónicas y estructurales del edificio, así como los criterios establecidos en las normas vigentes de diseño sismorresistente, como la Norma Técnica E.030. Bajo un enfoque cuantitativo, los resultados permitirán formular recomendaciones para mejorar el comportamiento estructural y reducir los niveles de riesgo, contribuyendo a la seguridad de los usuarios y a la toma de decisiones en intervenciones futuras.

Palabras clave: Análisis pushover, desempeño estructural, reforzamiento estructural

ABSTRACT

The present project aims to evaluate the structural capacity of the pavilion where students of the República Argentina Emblematic Educational Institution carry out their academic activities, in order to determine its resistance level against seismic loads, identify structural vulnerabilities, and establish the need for rehabilitation measures. For this purpose, the pushover analysis is applied, a nonlinear procedure widely recognized in seismic engineering for assessing the performance of existing structures. The study determines the building's load-bearing capacity, identifies critical zones and failure mechanisms, evaluates ductility, develops capacity curves, and analyzes post-elastic behavior. Additionally, it verifies compliance with applicable regulatory provisions and establishes the performance point, comparing it with acceptable performance levels to assess structural safety under severe seismic events. Given the importance of structural performance evaluation in high seismic regions such as Peru, this research focuses on Module A of the República Argentina Emblematic Educational Institution, located in Nuevo Chimbote, aiming to determine its structural performance through pushover analysis under different seismic demand scenarios.

The study considers relevant load combinations, architectural and structural characteristics of the building, and criteria established in current seismic design standards, such as Peruvian Seismic Code E.030. Under a quantitative approach, the results will allow the formulation of recommendations to improve structural behavior and reduce risk levels, contributing to user safety and supporting decision-making for future structural interventions.

Keywords: Pushover analysis, structural performance, structural strengthening

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción Y Formulación Del Problema

Perú se ubica en una zona de alta actividad sísmica debido a la interacción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, formando parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta condición geodinámica genera la ocurrencia frecuente de sismos de diversa magnitud, algunos de los cuales han producido pérdidas humanas y daños significativos en la infraestructura a lo largo de la historia, evidenciando la vulnerabilidad del entorno construido frente a eventos sísmicos de gran intensidad.

En este contexto, el adecuado diseño y evaluación de las edificaciones resulta fundamental para garantizar la seguridad de las personas, especialmente en estructuras de uso público como instituciones educativas, donde la concentración de usuarios incrementa el nivel de riesgo. La normativa peruana, como la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, establece criterios para el diseño sismorresistente; sin embargo, muchas edificaciones existentes no cumplen necesariamente con los estándares actuales, ya sea por antigüedad, deficiencias constructivas, cambios en los criterios normativos o falta de evaluación estructural periódica.

Asimismo, la región costera del Perú concentra una gran parte de la población y de las edificaciones de importancia social, económica y educativa, lo que incrementa significativamente la exposición y el nivel de riesgo ante la ocurrencia de eventos sísmicos. En este escenario, resulta necesario evaluar el desempeño sísmico de las estructuras existentes mediante metodologías que permitan identificar vulnerabilidades, comprender su comportamiento y plantear medidas de intervención para mejorar su capacidad resistente frente a sismos severos, priorizando la seguridad de los usuarios y la continuidad operativa de las edificaciones. Citando algunos de los eventos telúricos más recordados y fuertes en la historia del Perú, podríamos mencionar los siguientes:

Terremoto de Lima de 1746: El 28 de octubre de 1746, un terremoto de magnitud estimada entre 8.6 y 9.0 destruyó Lima y Callao, causando la muerte de aproximadamente 5,000 personas. Este evento es uno de los más devastadores en la historia del país.

Terremoto de Ancash 1970: El terremoto tuvo una magnitud de 7.9 en la escala de Richter en la región de Áncash, en el norte de Perú, el 31 de mayo de 1970, sepultó a la ciudad de Yungay debido a un deslizamiento de tierra y avalancha del monte Huascarán, y afectó a muchas de las áreas del departamento, las cifras de víctimas mortales superan las 70000, y más de un millón de afectados.

Terremoto de Ica de 2007: El 15 de agosto de 2007, un terremoto de magnitud 7.9 sacudió Ica y Lima, impactando con fuerza la vibrante ciudad de Pisco. El sismo causó más de 500 víctimas y dejó a miles de afectados.

Terremoto de Arequipa de 2011: El 23 de junio de 2011, un sismo de magnitud 6.9 sacudió Arequipa y otras regiones del sur del país. Aunque no causó víctimas mortales, sí provocó daños materiales significativos.

Terremoto de Tumbes de 2019: El 26 de mayo de 2019, un sismo de magnitud 8.0 se registró frente a la costa norte de Perú, cerca de Tumbes. Aunque el epicentro estuvo en el mar, se sintió en gran parte del país y generó alertas de tsunami.

La institución educativa emblemática República Argentina ubicada en la Avenida Pacífico en Nuevo Chimbote Perú, mantiene en su zona de ubicación un pabellón que fue construido antes de su mega remodelación en pie, teniendo en cuenta que los estudiantes, hasta el 2018, utilizaban aulas prefabricadas y otras infraestructuras temporales, es claro que la infraestructura anterior no cumplía con los estándares actuales de seguridad y funcionalidad, lo que llevó a la necesidad de su renovación (Diario de Chimbote, 2018; Gobierno Regional de Ancash, 2018).

Esto refuerza la necesidad de reconstrucción de la infraestructura, por lo que se consideró conveniente evaluar el rendimiento sísmico del pabellón citado para conocer su comportamiento ante sismos. Con base en ello, se planteó el siguiente problema de investigación:

¿Cuál es el resultado de la evaluación de desempeño sísmico utilizando el análisis pushover para el antiguo pabellón de la I.E.E. República Argentina en Nuevo Chimbote, 2024?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Evaluar los niveles de desempeño sísmico del pabellón antiguo de aulas de la Institución Educativa Emblemática República Argentina en Nuevo Chimbote, mediante el análisis pushover, según los criterios establecidos por el ASCE 41-17 y VISION 2000.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Determinar si el pabellón de la I.E.E. República Argentina cumple con los parámetros y requisitos establecidos para el diseño sismorresistente, de acuerdo con la Norma Técnica Peruana E.030.
- Verificar si el antiguo pabellón de la Institución Educativa Emblemática República Argentina cumple con los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica establecidos por el comité VISION 2000.
- Determinar una alternativa de intervención estructural que eleve la rigidez y resistencia del pabellón, asegurando el cumplimiento de los cálculos de seguridad exigidos por la N.T.P. E.030.
- Verificar si la alternativa de reforzamiento contribuye a que la estructura obtenga una mejora en su desempeño sísmico, garantizando el cumplimiento de los límites normativos de seguridad.

1.3. Formulación De La Hipótesis

El resultado de la evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover para un pabellón de la I.E.E República Argentina en Nuevo Chimbote, 2024, presenta un desempeño sísmico no aceptable según los criterios establecidos en las normativas nacionales e internacionales actuales para edificaciones educativas.

1.4. Justificación e Importancia de la Investigación

1.4.1. Teórica

La investigación nos brinda saberes sobre la interpretación no lineal empleando el método pushover en las estructuras en la zona de Nuevo Chimbote, Existe una carencia de estudios que evalúen el desempeño sísmico real de las estructuras en Chimbote y Nuevo Chimbote mediante análisis no lineales (método pushover), lo que limita la comprensión de su comportamiento ante eventos sísmicos y la toma de decisiones en diseño y reforzamiento estructural.

1.4.2. Práctica

Es justificable la realización de la presente investigación debido a que nos encontramos en una zona sísmica tipo 4, según lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.030, considerada como un área altamente vulnerable a la ocurrencia de eventos telúricos de considerable intensidad. En ese contexto, el desarrollo del estudio aportará información técnica relevante que permitirá evaluar si la estructura presenta condiciones de vulnerabilidad y determinar si se encuentra próxima a alcanzar un estado cercano al colapso ante la acción de un sismo severo.

1.4.3. Social

Se justifica a nivel social porque la investigación es realizada en una institución educativa, un centro de estudio en el cual se hallarán indudablemente alumnos, docentes, a su vez personas

en general que pueden ser vulnerables a evento fatal si la estructura llega a fallar, por lo tanto, con esta investigación sabremos si la estructura algún tipo de refuerzo.

1.4.4. Económica

Se justifica económicamente debido a que, si se desarrollan estudios y correcciones en la etapa de diseño, construcción o mejoramiento, el ahorro que se tendrá en la estructura será por mucho más notable que si se hicieran después de un sismo perjudicable.

1.4.5. Importancia

La investigación aportará conocimientos sobre la no linealidad de estructuras, como una estructura después de pasar por un rango elástico llega a un rango inelástico, posteriormente saber las cargas que la llevarán a fallar, con esto podremos obtener las fuerzas que llega a resistir la estructura debido a los sismos que recibirá, y hasta donde esta estructura podrá resistir antes de colapsar, obteniendo un comportamiento dúctil que a su vez podrá proteger las vidas humanas que se presentan en dicha estructura.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes De La Investigación

2.1.1. Internacionales

Carpio, Gonzales & Arellano (2023), en el artículo titulado “Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad”, publicado por la revista *Ingeniería, investigación y tecnología*, nos comentan sobre estabilidad no lineal Pushover, aplicado a múltiples combinaciones de marcos de hormigón armado, desvela los misterios de la conducta inestable de marcos de concreto armado diseñados con diversos niveles de elasticidad, para medir la fragilidad de edificaciones de cuatro a seis niveles con planta irregular, entrepisos de concreto y terrazas recubiertas con ladrillo, en este artículo se estudian tres edificios de hormigón armado de 3, 9 y 14 pisos basados en sistemas estructurales sísmicos de pórticos resistentes a momento. Los diseños están diseñados para una flexibilidad baja ($Q=2$), media ($Q=3$) y alta ($Q=4$) siguiendo las pautas del NTCC (2017).

Jin et al. (2023), en el artículo titulado “Cyclic pushover analysis for seismic response evaluation of a full-scale 10-story steel building tested on the E-Defense shake-table”, publicado por la revista *Journal of Building Engineering*, nos redactan como en Japón se realizaron pruebas en la mesa de sacudidas del edificio de acero de 10 pisos a escala real en la instalación E-Defense con el objetivo de mejorar las técnicas estructurales sísmicas y validar los modelos numéricos. Este estudio presenta un método de análisis estructural preciso y sencillo denominado análisis cíclico de pushover (CPA), complementado con una simulación numérica simplificada para capturar las respuestas no lineales tanto globales como locales de la estructura de prueba de 10 pisos en E-Defense. A diferencia del análisis pushover tradicional, el CPA emplea un protocolo de desplazamiento cíclico con una distribución de cargas laterales adecuada a diferentes alturas de

la estructura, lo que genera curvas de histéresis cíclicas y considera el daño acumulado. Esto permite una evaluación más detallada de la rigidez, la resistencia y los desplazamientos exigidos por la estructura. Los métodos CPA y de modelado no lineal fueron validados mediante datos experimentales para asegurar que las predicciones a nivel del sistema fueran precisas. El esquema matemático de la arquitectura de prueba fue diseñado en OpenSees, integrando modelos no lineales de resortes rotacionales que permiten simular el desgaste de la solidez y tenacidad de los componentes estructurales, además de los efectos de las losas compuestas. El protocolo de desplazamiento CPA se implementó con base en los registros de las pruebas realizadas en el techo del edificio. Se compararon tres métodos para calcular las distribuciones de fuerzas laterales en el CPA, los cuales se contrastaron con los resultados experimentales. Los resultados muestran que el CPA propuesto logra reproducir con exactitud las mismas respuestas, tanto globales como locales, observadas durante los movimientos sísmicos más intensos. Además, se realizó una evaluación detallada del impacto de los componentes estructurales individuales en el edificio de 10 pisos y se analizaron los mecanismos de daño del sistema, utilizando modelos con y sin considerar los efectos de las losas.

Haiyang et al. (2023). En el artículo titulado “Cyclic seismic pushover testing of a multi-story underground station” publicado por la revista *Tunnelling and Underground Space Technology*, nos mencionan como en China el método experimental es esencial para analizar el comportamiento sísmico y el proceso de daños en estructuras subterráneas. Ante las limitaciones de las pruebas tradicionales en mesa vibradora de 1-g, centrifugadoras y los ensayos de desplazamiento monotónico de pushover, se presenta una alternativa innovadora: una prueba de pushover con desplazamiento cíclico a gran escala. Este enfoque tiene en cuenta la interacción dinámica entre el suelo y las estructuras subterráneas, así como la cuantificación del rendimiento

sísmico. Se utiliza como modelo una estación de metro de dos niveles y tres vanos, desarrollando un dispositivo de prueba para una estación de metro de múltiples niveles a escala 1/7, considerando las características sísmicas de las estructuras subterráneas. Se realizaron tanto simulaciones numéricas como pruebas experimentales. Los hallazgos de las simulaciones (tales como el fenómeno del daño sísmico, las curvas de capacidad de las columnas y las reacciones de deformación) revelan los misterios del daño sísmico y en las pruebas (como los fenómenos visibles del daño estructural, así como las respuestas de deformación) fueron analizados. Los hallazgos indican que la prueba de pushover cíclico propuesta supera a las pruebas de desplazamiento monotónico en términos de efectividad. El proceso de daño de la estación experimental sigue las directrices del sistema de cuantificación del índice de desplazamiento inter-piso (IDR) en cuanto a su rendimiento sísmico. Además, las columnas presentan mayores deformaciones que otras partes de la estructura, alcanzando sus picos de deformación antes que otros elementos. Finalmente, el patrón de daños observado en la estación es similar al de la estación de metro Daikai. Se valida así la confiabilidad y efectividad del método de pushover con desplazamiento cíclico propuesto.

Alcántara & Galarza (2020) en su escrito, "Evaluación sísmica comparativa de una estructura irregular y flexible torsionalmente, utilizando NSP y MPA", se investiga cómo los enfoques no lineales: El pushover (NSP) y el pushover multimodal (MPA) funcionan, si se contrastan los resultados con un análisis de la historia de respuesta no lineal (NLRHA); el análisis se centra en una edificación caprichosa en planta y elevación, con estructura de concreto reforzado, levantada en los años setenta; se creó un esquema tridimensional con elementos finitos, reflexionando sobre las peculiaridades irregulares de los materiales, adoptando los esquemas esenciales de Mander (1984) para el concreto y Park (1988) para el metal. Basándose en tres

registros sísmicos que fueron elegidos, ajustados y escalados al espectro de diseño, el sismo de diseño de NEC-SE-DS2015 mostró una probabilidad del 10% de exceder el 10% en un periodo de cincuenta años; los hallazgos revelan que, para edificaciones con periodos de vibración superiores a un segundo, el NSP subestima el desplazamiento máximo, además, el MPA se asemeja más a los descubrimientos del NLRHA que a los descubrimientos del NLRHA y se adapta mejor a estructuras estándar, aunque muestra algunas discrepancias cuando se produce una torsión notable en los modos de vibración.

Álvarez, Guerrero, Teran & Moreno (2023) su artículo, titulado "Técnica simplificada para la planificación sísmica de edificaciones de marcos dotados de amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal", fue publicado en la Revista de Ingeniería; este enfoque se fundamenta en calcular los movimientos extremos de una estructura se emplea un esquema que representa un grado de autonomía (1GDL) y empleando dos coeficientes de desplazamiento; la reacción de las edificaciones ante terremotos ha sido un campo incansable de estudio, dado el impacto devastador que pueden desencadenar; por esta razón, han surgido soluciones revolucionarias, como el uso de amortiguadores sísmicos, y se han sugerido múltiples estrategias creativas para minimizar los estragos en estos terremotos. Asimismo, se ha revelado que la reacción sísmica de edificaciones equipadas con amortiguadores viscosos no lineales puede ser notablemente distinta a la de aquellas dotadas de amortiguadores lineales. Esto se debe a que los amortiguadores no lineales tienden a adoptar las características de los amortiguadores lineales a través del método de balance energético sugerido por Lin y Chopra (2002), aunque esto no asegura que los movimientos laterales sean idénticos.

2.1.2. Nacionales

Pinedo & Taipe (2022), su estudio sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de 14 niveles por medio del método pushover en el barrio de Miraflores, publicado en la Revista de Ingeniería y Tecnología, mostró sus resultados fascinantes. En Perú, la mayoría de los edificios son antiguos y carecen de un diseño sísmico adecuado, lo que los convierte en un refugio de posibles terremotos. Se empleó la técnica de análisis pushover, siguiendo las directrices FEMA, ATC-40 y ASCE 41-17, para diseñar un modelo estructural en el programa de análisis estructural, previamente verificando la configuración con un previo análisis según la norma E.030. Los hallazgos revelan que el rendimiento sísmico se ajusta tanto a la seguridad humana ($D_p = 0.23$ m) como a la funcionalidad ($D_p = 0.13$ m) en los ejes X y Y.

Condori & Vilca (2022), en su estudio denominado "Análisis estático no lineal (Shift) para determinar el rendimiento estructural" "40230 San Antonio del Pedregal – Majesa - Cailloma – Arequipa", nos informan que las naciones situadas en pendientes de placas tectónicas, fallas geológicas y cadenas montañosas volcánicas son más propensas a enfrentar terremotos. Estos rincones del mundo no están protegidos de los terremotos y pueden enfrentarse a la catástrofe y la ruina de vidas y bienes. Con un análisis estático no lineal (Pushover), logramos una curva de potencia que transformamos en un espectro de potencia. Al combinarlo con un espectro de demanda, conseguimos un gráfico que representa el punto en el que se cruzan ambos, conocido como punto de intersección. Rendimiento o capacidad constructiva. Este estudio podría ser una brújula para nuevas exploraciones científicas, ya que aún existen centros educativos públicos que han superado los 20 años de existencia y siguen fieles a esquemas y estructuras tradicionales.

Huarca & Bergel (2022), en su estudio denominado "Estudio del desempeño sísmico estático no lineal (Pushover) en la escuela N° 40092 José Domingo Zuzunaga, Uchumayo,

Arequipa", se examinaron dos aulas tipo INFES 780 vigentes. A través de los siglos, terremotos de diversas magnitudes han dejado cicatrices en edificaciones cuyo diseño no respetó las normas actuales de la Norma Técnica Sísmica Peruana E 030, agravando su vulnerabilidad ante sismos intensos y elevando notablemente su rigidez. El análisis revela que, para terremotos excepcionales, la estructura podría estar a punto de colapsar, mientras que para terremotos extremos, los componentes resistentes de la estructura podrían colapsar.

Izquierdo & Mendoza (2022), en su estudio denominado "Estudio del comportamiento sísmico de una edificación de dos niveles situada en el departamento de Lambayeque, empleando el método no lineal estático", se subrayó la carencia de una normativa nacional que posibilite una valoración precisa del rendimiento sísmico de las edificaciones. Ante este panorama, se apeló a las directrices ASCE/SEI 41-17 y VISION 2000 para desentrañar minuciosamente la estructura analizada (una escuela). Tras una evaluación lineal de acuerdo con la norma E.030 y un análisis no lineal fijo (Pushover), se concluyó que la estructura conservaba su robustez y rigidez, aunque sufría deformaciones persistentes. Aunque se disponía de un margen suficiente para evitar el colapso, se determinó que los gastos vinculados a su rehabilitación serían inalcanzables debido a la magnitud de las intervenciones imprescindibles para su reconstrucción.

Jorge (2024), en su investigación denominada "Rápida valoración del rendimiento sísmico empleando el estudio estático no lineal de Pushover y la narrativa histórica para medir el rendimiento sísmico en Ayacucho, 2024", se buscó desentrañar el rendimiento sísmico mediante el análisis pushover. Se determinó que la curva pushover se asemeja a la curva de la danza de las estrellas, tras diseñar la curva de capacidad para X y Y, cumplía con los objetivos esperados para la estructura, aunque ciertos componentes estructurales, como las columnas, mostraron fallas debido a la escasa capacidad dúctil o la no esperada.

2.1.3. Locales

Fernández & Pisfil (2024), acerca de su investigación titulada "Valoración del complejo laboratorio de la Escuela de Ingeniería en Energía". Para robustecer la UNS en 2022, se dedicó a desentrañar el entramado arquitectónico de los laboratorios de la prestigiosa Escuela Profesional de Ingeniería en Energía, situado en el vibrante corazón de Nuevo Chimbote. Este edificio, con más de tres décadas de existencia, fue sometido a un examen para medir su rendimiento ante terremotos, siguiendo las pautas del comité VISION 2000 y la norma ASCE 41-17. Para ello, se decidió llevar a cabo un análisis estático no lineal que desvela la esencia de la arquitectura se adapta gradualmente a las cargas aumentadas. En el análisis estructural, se recopiló información técnica crucial revisando los planos originales de la universidad y llevando a cabo ensayos de campo, como la obtención de muestras cilíndricas mediante la extracción de núcleos de diamantina, con el fin de desentrañar las características auténticas de los materiales que conforman la estructura. Los hallazgos revelaron un impresionante aumento en la habilidad de la estructura para soportar terremotos, superando así los estándares de rendimiento requeridos. Esta remodelación estructural asegura que la estructura pueda soportar eventuales terremotos con una mayor robustez y fiabilidad.

Briceño & Ordoñez (2018), en su estudio denominado "Evaluación del rendimiento sísmico del pabellón C de la escuela N°88047 - Augusto Salazar Bondy, tomando en cuenta los criterios establecidos por la norma técnica E.030-2006 y la más reciente E.030-2016", los autores centraron su análisis en evaluar cómo se comportaban estructuralmente los distintos módulos del pabellón “C” frente a eventos sísmicos, de acuerdo con los criterios de desempeño esperados según ambas versiones de la normativa sísmica peruana. El estudio se desarrolló utilizando un enfoque analítico basado en el análisis no lineal estático, herramienta que permite valorar la respuesta

progresiva de una estructura ante cargas crecientes. La finalidad era determinar si los módulos cumplían con los niveles de seguridad requeridos y, en caso contrario, definir si era necesario plantear una intervención estructural. Los resultados obtenidos reflejaron que no se alcanzaba los estándares de desempeño establecidos para edificaciones esenciales, según los lineamientos del comité VISION 2000. Ante este déficit estructural, se concluyó que era imprescindible aplicar un reforzamiento, siendo el encamisado de columnas la solución técnica más adecuada para mejorar su capacidad sísmica y asegurar su funcionalidad ante un sismo severo.

Marin & Pajuelo (2023), Según con su investigación titulada “Evaluación del desempeño sísmico por el método Pushover en la Institución Educativa N° 88013 – Eleazar Guzmán Barrón, Chimbote, 2022” el propósito fue de diagnosticar su comportamiento estructural frente a movimientos sísmicos mediante la técnica del análisis no lineal estático, conocida como método Pushover. Esta edificación, construida en 1994, no ha recibido intervenciones estructurales o trabajos de mantenimiento significativos desde su ejecución, lo que motivó la evaluación técnica de tres pabellones con el fin de anticipar su respuesta ante sollicitaciones sísmicas. Para este estudio se adoptó un enfoque cuantitativo, focalizado en los factores que influyen en la fortaleza estructural y el rendimiento sísmico alcanzado. Se utilizó un programa programa de análisis estructural para esculpir y recrear la conducta de las estructuras, y se complementó con ensayos de campo, incluyendo pruebas de esclerometría y análisis de mecánica de suelos, realizados en el propio recinto escolar. A partir del análisis, se determinó que las edificaciones analizadas se clasifican dentro del rango de “Resguardo de Vida”, conforme a los parámetros establecidos por la FEMA P-154. Dado el desempeño sísmico observado, se planteó la necesidad de intervenir estructuralmente la edificación. La propuesta técnica consistió en reforzar las columnas intermedias mediante encamisados laterales con elementos en forma de ala de 25 cm de ancho,

incrementando así la rigidez lateral global del sistema estructural. Esta solución permitirá mejorar la estabilidad y seguridad de los pabellones ante futuras amenazas sísmicas, garantizando un entorno más seguro y funcional para la comunidad educativa.

Custodio & Domínguez (2022), en su estudio denominado "Estudio de la fragilidad sísmica estructural del hospital La Caleta en Chimbote-2022", la fragilidad estructural del hospital "La Caleta", ubicado en el corazón de Chimbote, se reveló a través de una serie de curvas de fragilidad. El proyecto fue concebido con un enfoque cristalino, meticuloso y meticuloso, asegurando la armonía en cada fase del análisis. La elaboración de las curvas se basó en la información recopilada en diversos ámbitos del hospital, especialmente en los módulos de emergencias, anestesiología, centro quirúrgico, cirugía, pediatría y medicina general. Los datos recolectados permitieron categorizar cada bloque según características como tipo estructural, región sísmica, tipo de construcción y tipo de terreno, lo que resultó en una caracterización técnica exacta. Para llevar a cabo la evaluación, se empleó la técnica del Proyecto RISK-UE, basada principalmente en la realización del análisis estático no lineal (Pushover). Este método facilitó la creación de curvas de capacidad, que luego se transformaron en espectros de capacidad, estableciendo así los límites de daño estructural. Utilizando estos espectros, se lograron tejer las curvas de fragilidad, que indican la probabilidad de que una estructura supere un cierto nivel de daño frente a diversas fuerzas sísmicas. Al aplicar esta metodología, los módulos analizados del hospital mostraron una elevada vulnerabilidad estructural, siendo propensos a sufrir daños graves y totales en caso de un terremoto ocasional, con una probabilidad del 10% de ocurrir en 50 años.

Vásquez (2023), en su estudio denominado “El desempeño sísmico y su repercusión en la arquitectura de la Institución Educativa Fe y Alegría N°14, Nuevo Chimbote, 2023”, el propósito primordial es examinar cómo la estructura de la Institución Educativa Fe y Alegría N°14 reacciona

a terremotos y cómo este fenómeno repercute en su arquitectura, aunque no se implementaron alteraciones tangibles en la variable de desempeño sísmico. Para llevar a cabo la evaluación, se modeló la estructura utilizando el programa de análisis estructural, y los hallazgos se confrontaron con las normas E.030. Los descubrimientos indican que el movimiento de la estructura supera los límites establecidos por la normativa E.0.30. Al observar cómo se comportan los componentes estructurales, se descubrió que las primeras rótulas plásticas emergieron en los componentes verticales, antes de llegar a las vigas. Tras una evaluación estática y no lineal conforme a la normativa ATC-40, que categoriza el rendimiento en tres escalones, los hallazgos revelaron que la estructura posee un nivel de protección contra el colapso, lo que indica que no podría soportar un terremoto de gran magnitud. Para remediar este inconveniente y elevar la protección contra terremotos, se sugiere incorporar refuerzos estructurales, como la pavimentación de las columnas y la integración de muros de corte, entre otros, con el fin de cumplir con las exigencias de la norma E.0.30 y optimizar el rendimiento total de la edificación.

2.2. Marco Conceptual

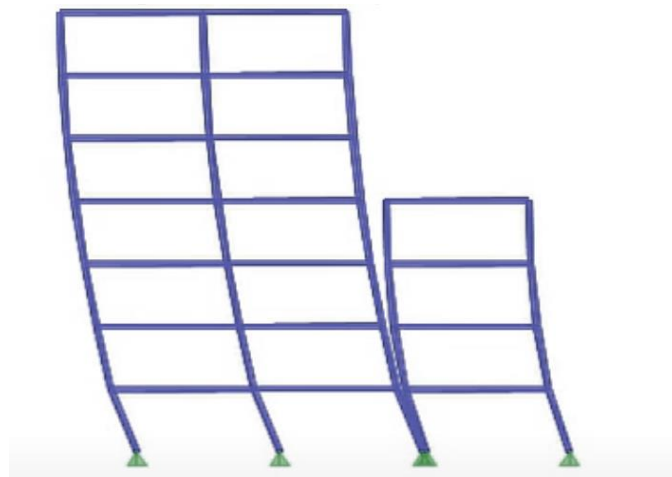
2.2.1. Diseño Sismorresistente

El arte del diseño sismorresistente consiste en concebir edificaciones capaces de resistir la acción de los terremotos, desde el análisis estructural hasta la implementación de soluciones de diseño adecuadas. Este proceso busca asegurar que las estructuras puedan soportar las fuerzas y movimientos inducidos por un sismo sin sufrir daños significativos o colapsar, permitiendo además un comportamiento controlado ante solicitaciones extremas.

En el ámbito de la ingeniería estructural y civil, este tipo de diseño es esencial en regiones propensas a terremotos, ya que permite evaluar la respuesta de las edificaciones frente a cargas sísmicas, considerando aspectos como la ductilidad, la resistencia y los posibles modos de falla. Su objetivo principal es garantizar la seguridad de los ocupantes y la integridad estructural, protegiendo la vida de las personas al minimizar el riesgo de colapso y reduciendo las consecuencias de eventos sísmicos sobre las construcciones.

Figura 1

Efectos de un sismo en una estructura, representado en un programa de análisis estructural



Nota. Figura obtenida de la página de COMPUTER & STRUCTURES, INC (CSI), 2025

La norma peruana trabaja con diferentes parámetros en diferentes aspectos principales, como lo son la zona, la aplicación de la arquitectura, el parámetro sísmico y el factor de disminución, perfiles de suelo, periodos, sistema estructural, todo esto para un correcto análisis estático, y para un correcto análisis dinámico, se utilizará una aceleración espectral y un análisis modal.

2.2.2. Métodos De Evaluación De Capacidad Estructural

Las técnicas empleadas en ingeniería civil y estructural permiten evaluar la fortaleza y comportamiento de una estructura ante diversas cargas, garantizando que pueda soportar las fuerzas aplicadas sin caer en errores. Estos enfoques abarcan análisis tanto estáticos como dinámicos, tanto lineales como no lineales, y se emplean para anticipar cómo la estructura reaccionará ante golpes sísmicos, vientos, peso propio y otras circunstancias extremas. El propósito primordial es garantizar la solidez y la fortaleza de la estructura a lo largo de su existencia, fundamentándose en las leyes y reglamentos de edificación actuales. (DIESCON, 2022).

2.2.3. Métodos Lineales

2.2.3.1. Análisis Elástico. Se trata del análisis del comportamiento de una estructura ante fuerzas externas, considerando que las alteraciones son diminutas y alineadas con las fuerzas ejercidas, conservando los materiales en su capacidad de elasticidad (sin que se manifiesten deformaciones irreversibles). Este tipo de análisis se emplea principalmente para anticipar cómo reaccionará la estructura ante cargas inmutables, la estructura soporta pesos propios, cargas de uso o vientos, entre otros factores. (DIESCON, 2022).

2.2.3.2. Análisis Elástico Dinámico (Modal Espectral). La ingeniería estructural emplea el análisis elástico dinámico para desentrañar cómo una estructura responde a fuerzas fluctuantes,

como terremotos o vibraciones. Este enfoque se fundamenta en fragmentar la reacción dinámica de la estructura en sus propios patrones de vibración (frecuencia y formas modales), y luego cuantificar su respuesta mediante una mezcla de estos patrones bajo las cargas espectrales. (DIESCON, 2022).

2.2.4. Métodos No Lineales

2.2.4.1. Análisis Inelástico Dinámico No Lineal (Tiempo – Historia). Es una herramienta sofisticada para medir la resistencia sísmica de las edificaciones, simulando su comportamiento ante un terremoto, considerando las ondulaciones no lineales y las repercusiones de la danza entre la danza del terreno y la arquitectura de la tierra. Este estudio se emplea principalmente para evaluar la robustez de edificaciones sometidas a terremotos, especialmente aquellas con un comportamiento más intrincado que no puede ser capturado por métodos más sencillos, como el análisis estático. (DIESCON, 2022).

2.2.4.2. Análisis Inelástico Estático (Pushover). Un estudio de equilibrio no lineal que revela cómo reacciona una estructura ante un ascenso gradual de cargas horizontales. Con el incremento de las cargas, la estructura se transforma y se descubren los patrones de funcionamiento y las habilidades de los componentes estructurales mediante la creación de bisagras plásticas y otros efectos no lineales. (FEMA 356, 2018).

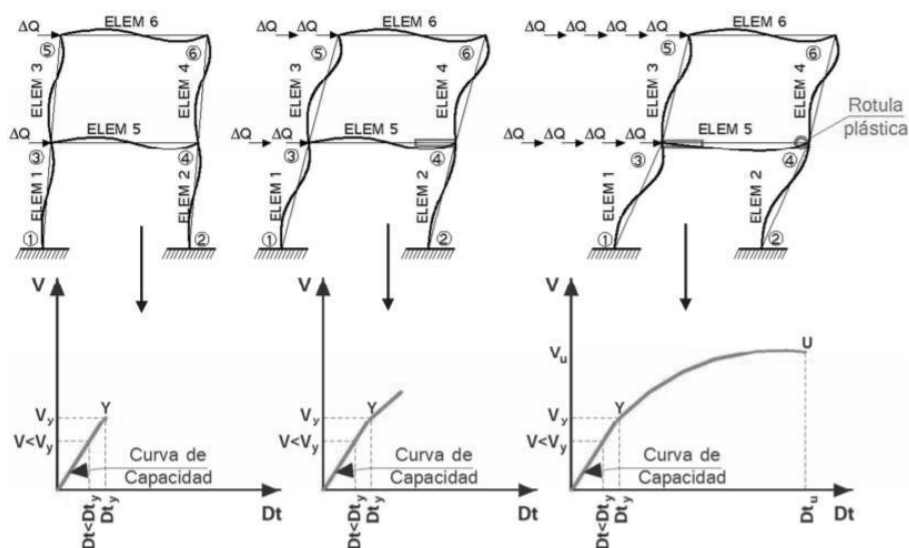
2.2.5. Descripción Del Método Pushover.

La arquitectura se representa con características no lineales, capturando el comportamiento auténtico de los materiales y sus vínculos bajo cargas extremas. Las deformaciones y el surgimiento de rótulas plásticas en los elementos estructurales es una realidad ineludible. Se emplean fuerzas laterales incrementales que evocan el estruendo sísmico, junto con fuerzas gravitacionales como el peso propio y las cargas vivas. La evaluación se realiza incrementando

estas cargas hasta que la edificación alcanza su ápice de potencia o se desintegra. La curva de capacidad desvela la conexión entre el empuje lateral y el baile del techo de la estructura. Esta curva revela los picos de rendimiento, tales como el umbral de elasticidad, el comienzo de la flexibilidad y la capacidad final de la estructura. Proceso de creación de etiquetas de plástico. El estudio revela la aparición de rótulas plásticas en los componentes estructurales (vigas y columnas) cuando las cargas laterales se multiplican.

Figura 2

Caracterización del Pushover y Curva de Capacidad Sísmica Resistente.



Nota. Obtenido del artículo *No se acepta el diseño por ductilidad, caso del edificio fragata que incurrió en el rango no lineal*, Aguilar, 2019.

Esto permite identificar posibles mecanismos de falla progresiva y áreas críticas de la estructura. El pushover proporciona información sobre el desempeño sísmico, lo que incluye si la estructura está dentro de niveles aceptables de operación después de un sismo moderado o si presenta niveles de daño que comprometen su funcionalidad o seguridad. Se puede determinar la

capacidad de la estructura para soportar eventos sísmicos severos sin colapsar, garantizando la seguridad de los ocupantes. En comparación con los análisis dinámicos no lineales (que requieren simulaciones más complejas), el análisis pushover es usado de una manera eficiente en softwares de análisis estructural, esto lo convierte en una herramienta popular para la evaluación preliminar del desempeño sísmico. Permite evaluar si los mecanismos de colapso en la estructura se producen de manera controlada (en las vigas antes que, en las columnas, conocido como diseño sismo-resistente), es una técnica útil para determinar si la estructura puede disipar energía de manera eficiente sin colapsar catastróficamente. El análisis pushover se utiliza con frecuencia en la evaluación de estructuras existentes para determinar si necesitan mejoras sísmicas o refuerzos, basado en la capacidad observada frente a cargas sísmicas proyectadas. El resultado del análisis pushover se puede comparar con los espectros de demanda sísmica, que son representaciones gráficas de la demanda sísmica que una estructura puede experimentar durante un terremoto.

En resumen, el análisis pushover se manifiesta como un instrumento fundamental en la evaluación del desempeño sísmico de estructuras, brindando un enfoque accesible y efectivo para identificar vulnerabilidades y asegurar la integridad estructural. Su implementación en el diseño y análisis de edificaciones es crucial, especialmente en regiones con alta actividad sísmica, donde las vidas y propiedades están en riesgo. Al combinar los resultados del análisis pushover con las normativas vigentes, los ingenieros pueden tomar decisiones informadas para mejorar la resistencia de las estructuras, contribuyendo así a la reducción de daños y al aumento de la seguridad en caso de un evento sísmico. Este método no solo fomenta un mejor entendimiento del comportamiento estructural ante sismos, sino que también impulsa la innovación en el diseño de soluciones más resilientes y sostenibles. (FEMA 356, 2000; NIST GCR 17-917-46v3, 2017).

2.2.6. Acero De Refuerzo

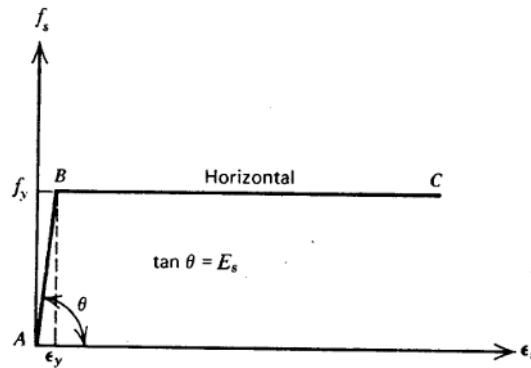
El acero de refuerzo es un conjunto de varillas de forma circular con corrugaciones diseñadas para frenar su avance longitudinal en relación con el concreto circundante. En términos generales, el acero se clasifica según su capacidad de fluir, y los grados más habituales son el 40, 50 y 60, con flujos de 2800, 3500 y 4200 kg/cm² (Morales, 2019).

El acero, compuesto por carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio, es una sinfonía de metales. La presencia de carbono eleva la dureza, fortalece la tenacidad y eleva el umbral elastico, mientras que disminuye la flexibilidad y la tenacidad. El manganeso potencia la capacidad de forjar, templar y resistir impactos, aunque reduce su elasticidad. El silicio, en dosis de 0.05% a 0.50%, desempeña un papel crucial en la desoxidación. El cromo robustece la abrasión, el níquel potencia la tenacidad y la apariencia externa, mientras que el vanadio afina el calor y la habilidad de calentar (Harmsen, 2021).

2.2.6.1. Modelo Elastoplástico Perfecto. El modelo de comportamiento elastoplástico de acero es una representación matemática que describe como el acero se deforma con cargas aplicadas, este modelo desestima la resistencia máxima de fluencia y el incremento de esfuerzo por endurecimiento y deformación, y toma en cuenta tanto la reacción elástica del material como la reacción plástica, tanto en la fase elástica como en la fase plástica, el acero se deforma en reversible, es decir, cuando se elimina la carga, el material vuelve a su forma original. Esta deformación elástica se rige por ley de gancho, que revela que la deformidad proporcional a la carga aplicada, sin embargo, cuando la carga aplicada excede un cierto límite, el acero ingreso a la etapa de plástico, donde la deformación es permanente, en este punto, el material no está deformado y la ley de gancho ya no es aplicable. Este modelo no nos da un comportamiento mecánico adecuado más allá de la fluencia.

Figura 3

Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico para el acero sometido a tensión

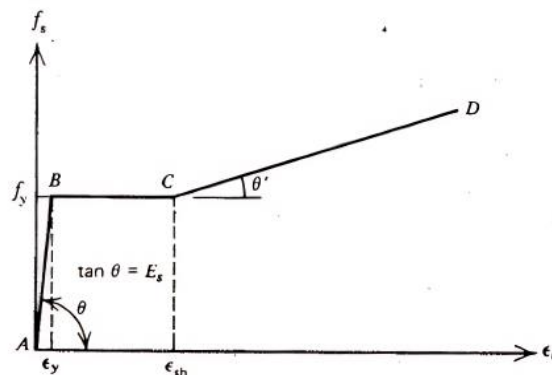


Nota. Modelo obtenido del libro *Reinforced Concrete Structures 8va ed.*, Park y Paulay, 2020.

2.2.6.2. Modelo Trilineal. Es una técnica que se emplea para ilustrar el comportamiento no lineal del acero en estructuras sometidas a cargas dinámicas, como se puede apreciar en la Figura 4. Este esquema es más contemporáneo que el modelo elastoplástico, compuesto por tres áreas: recta, elástica y endurecimiento por deformación, todas esculpidas en líneas idealizadas.

Figura 4

Curva esfuerzo-deformación del Modelo trilineal para el acero sometido a tensión

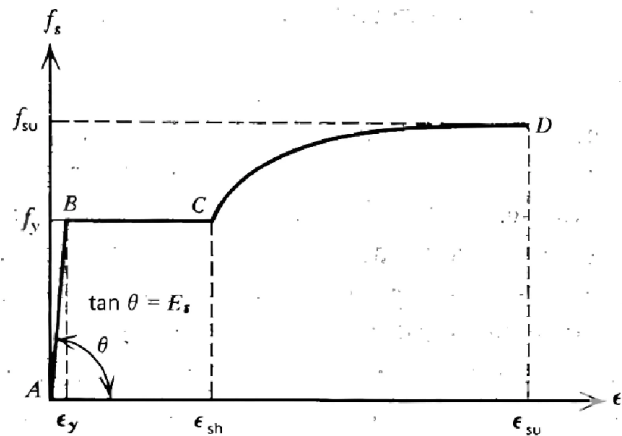


Nota: Modelo obtenido del libro *Reinforced Concrete Structures 8va ed.*, Park y Paulay, 2020.

2.2.6.3. Modelo de Park & Paulay. En 1975, Park y Paulay desarrollaron un modelo que se acercaba a la curva total de esfuerzo-deformación unitaria con tensión. Este resaltaba el área de endurecimiento por deformación, que comienza al final del ámbito de fluencia ε_{sh} en la figura 5, En ese punto, el material recupera su capacidad de asimilar peso, impulsado por el endurecimiento que experimenta. Este comportamiento revela con mayor precisión la naturaleza auténtica del acero. El área de rigidez provocada por deformación se describe mediante la expresión interválica, $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, a continuación, se describirá cada parámetro de la curva.

Figura 5

Curva completa esfuerzo-deformación de Park y Paulay para acero en tensión



Nota. Modelo obtenido del libro *Reinforced Concrete Structures 8va ed.*, Park y Paulay, 2020.

De la Figura 5 podemos describir las siguientes ecuaciones:

Ecuación 1 Esfuerzos en la zona elástica, para el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

Ecuación 2 Esfuerzos para la zona de fluencia, para el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y$$

Ecuación 3 Esfuerzos en la zona de endurecimiento por deformación, para el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq$

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

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y$$

Ecuación 4 Variable "m" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas

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

Ecuación 5 Variable "r" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas

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

Ecuación 6 Variable "u" que se obtiene de pruebas experimentales o constantes establecidas

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh}$$

De la Figura 5 también podemos definir los siguientes parámetros, donde f_y vendría a ser el esfuerzo de fluencia del acero, f_s vendría siendo el esfuerzo del acero, E_s el módulo de elasticidad del acero, ε_y la deformación unitaria de fluencia del acero, ε_{sh} la deformación unitaria del acero en donde comienza el endurecimiento por deformación, f_{su} como el esfuerzo último del acero y ε_{su} como la deformación unitaria última del acero.

2.2.6.4. Modelo de Mander et al. en 1984, Mander y su equipo presentaron un modelo que se asemeja al planteado por Park y Paulay, donde la región elástica donde el acero experimenta fluencia sigue las mismas ecuaciones que en el modelo de Park y Paulay, aunque la zona de deformación se origina en ensayos experimentales, estos esfuerzos en el acero se calculan a través de la siguiente ecuación:

Ecuación 7 Esfuerzos para la zona de endurecimiento

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p$$

De la anterior ecuación obtenemos un nuevo parámetro, el parámetro p , que posibilita trazar la curva esfuerzo-deformación en el área de endurecimiento, este parámetro se consigue con la siguiente ecuación:

Ecuación 8 Ecuación para hallar el parámetro p

$$p = \frac{\ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{s1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)}$$

Los nuevos parámetros f_{s1} y ϵ_{s1} no son más que las coordenadas de un punto obtenido a través de un ensayo experimental, aproximadamente el parámetro f_{s1} sería un promedio entre los parámetros f_y y f_u (Rodríguez y Botero, 1996).

En Perú se realizaron ensayos con 83 muestras de varillas, para obtener resultados estadísticos de las características mecánicas de estos aceros con los cuáles se obtendría la curva completa de esfuerzo – deformación, de estos aceros, se emplearon aceros comerciales para nuestro país desde varillas de Ø3/8" hasta varillas de Ø1", estos aceros fueron obtenidos de una de la más significativa empresa del país, los resultados obtenidos por el análisis estadístico definieron los siguientes parámetros, $\bar{X}$ vendría a ser el promedio, S es la desviación promedio, mientras que V es el coeficiente de fluctuación, Min y Max vendrían siendo los valores mínimo y máximo respectivamente y los últimos valores vendrían siendo los percentiles 5% y 95%, justamente gracias a estos ensayos el parámetro p estaría estandarizado y puede ser usado en la

ecuación 7 para poder encontrar los valores de la zona de endureciendo por deformación (Sánchez, 2015).

Tabla 1

Resultados estadísticos obtenidos por todos los ensayos de las varillas de acero

	f_y (kg/cm ²)	ε_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ε_{su}	f_{suu} (kg/cm ²)	ε_{suu}	P
<i>X</i>	4605.00	0.01	7457.00	0.08	5819.00	0.10	2.99
<i>S</i>	164.00	0.00	286.00	0.01	449.00	0.01	0.23
<i>V</i>	0.04	0.27	0.04	0.07	0.08	0.10	0.08
<i>Min</i>	4140.00	0.01	6977.00	0.07	5019.00	0.09	2.09
<i>Máx</i>	4863.00	0.02	8019.00	0.10	7147.00	0.14	3.57
<i>Per 5%</i>	4351.00	0.01	7090.00	0.07	5200.00	0.09	2.70
<i>Per 95%</i>	4841.00	0.02	7965.00	0.09	6545.00	0.12	3.34

Nota. Obtenido del artículo Propiedades mecánicas del acero de refuerzo fabricado en el Perú, Sánchez, 2015.

2.2.6.5. Modelo Ahmad & Shah. El modelo que Ahmad y Shah obtuvieron en 1985, consistió en una curva continua, que también aproximaba a la curva completa, este modelo nos define por ecuaciones los límites de la zona de endurecimiento por deformación, aquí podemos definir dicha zona usando las siguientes ecuaciones y parámetros:

Ecuación 9 Ecuación de la zona de endurecimiento por deformación para el modelo de Ahmad y Shah.

$$f_s = f_y + Y(f_{su} + f_y)$$

Ecuación 10 Parámetro Y para el modelo de Ahmad y Shah.

$$Y = \frac{AX + (B - 1)X^2}{1 + (A - 2)X + BX^2}$$

Ecuación 11 Parámetro X para el modelo Ahmad y Shah.

$$X = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}$$

Donde A y B, son constantes que tienen como valor:

$$A = 1.735$$

$$B = 3.62$$

Para la zona de endurecimiento por deformación tenemos definidos las siguientes ecuaciones:

Ecuación 12 Ecuación para la deformación unitaria del acero en donde comienza el endurecimiento por deformación

$$\varepsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009f_y \text{ (ksi)}$$

Ecuación 13 Ecuación para la deformación unitaria última del acero.

$$\varepsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023f_y \text{ (ksi)}$$

Ecuación 14 Ecuación para el esfuerzo último del acero.

$$f_{su} = 73.20 + 0.0523f_y \text{ (ksi)}$$

2.2.7. Concreto No Confinado

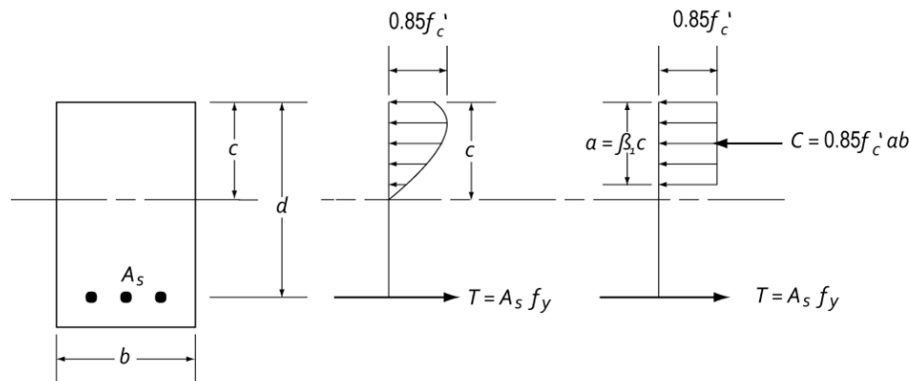
Este material, concreto no confinado no es adecuado para un uso estructural, ya que, aunque se comporte correctamente a la compresión, no se puede decir lo mismo sometido a

tensión. Por eso es que los refuerzos de acero son necesarios para completar este sistema, ya que el acero restringe de las grietas y fallos que se originan a la débil resistencia del concreto no confinado a la tensión. A continuación, mencionaremos algunas descripciones de los investigadores más relevantes.

2.2.7.1. Whitney (1942). El profesor Charles S. Whitney sugirió que, para vigas rectangulares, el diagrama de esfuerzo-deformación de concreto se sustituya por uno de un bloque de concreto rectangular, que comparta La posición y el tamaño de la fuerza de compresión. El ACI-318 aprobó la idea y luego la incluyó en el código de diseño de concreto armado del Perú. No obstante, este esquema se torna intrincado cuando la misma estructura transversal de una viga no es habitual..

Figura 6

Bloque de tensión de Charles S. Whitney (1942)



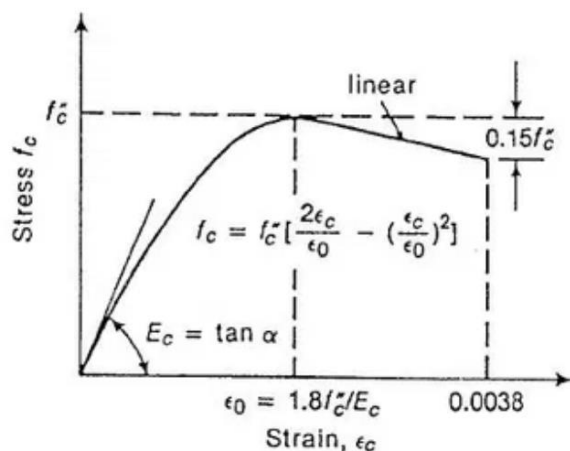
Nota. Obtenido de la publicación *History of Reinforced Concrete and Structural Design*, A builders perspective, 2018.

2.2.7.2. Hognestad (1951). Este modelo, famoso y reconocido, ha sido adaptado a diversas formas, tales como cuadradas, rectangulares y circulares. Esta curva de esfuerzo y deformación

arranca con una parabólica de segundo grado que se extiende hasta superar la resistencia máxima, y luego se despliega en una recta continua. La figura 7 revela una representación frecuente del comportamiento del concreto sin límites, el modelo de Hognestad, este modelo normalmente adopta el valor de $\epsilon_0 = 0.002$ y un ϵ_{cu} entre 0.003 y 0.004 (Ottazzi, 2018).

Figura 7

Modelo para concreto no confinado de Hognestad (1951)

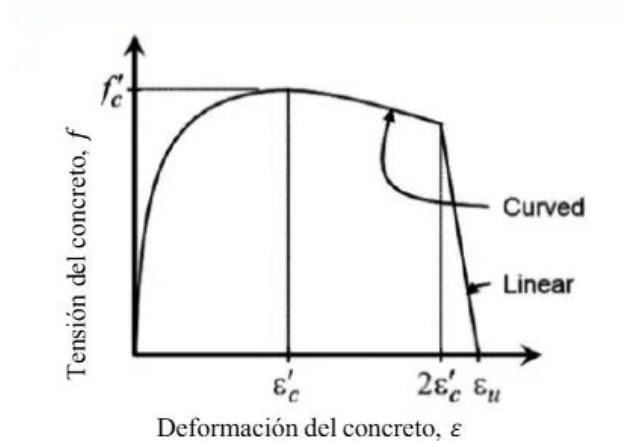


Nota. Obtenido de los *Apuntes del curso de concreto armado I*, Ottazzi, 2018.

2.2.7.3. Mander et al. (1988). Mander, Priestley y Park, en 1988, lo sugirieron y ha sido ampliamente empleado en el estudio de componentes de concreto no reforzado y en la planificación sísmica de edificaciones de concreto reforzado. Su curva de esfuerzo-deformación, formada por una línea curva y otra lineal, desvela cómo el concreto se comporta bajo cargas extremas, resultando especialmente valiosa en el diseño sísmico y la valoración de componentes estructurales de concreto sometidos a esfuerzos cíclicos o monotónicos. A pesar de sus limitaciones, como la ausencia de una descripción detallada del comportamiento del concreto confinado, sigue siendo una herramienta esencial en la ingeniería estructural por su exactitud y utilidad en escenarios reales.

Figura 8

Modelo para concreto no confinado de Mander (1988).



Nota. Obtenido de la publicación *Concreto no confinado y concreto confinado según los estudios de Mander*, León, 2019.

2.2.8. Concreto Confinado

Tiene refuerzo transversal, que limita la expansión lateral del concreto cuando está sometido a cargas de compresión. Esto significa que el concreto es "confinado" en sus direcciones transversales. El concreto no confinado es más frágil y tiene una capacidad de carga más baja, lo que lo hace más susceptible a fallar de manera brusca bajo cargas elevadas. Por otro lado, el concreto confinado tiene un refuerzo transversal que limita la expansión lateral del material, aumentando su resistencia y ductilidad. A continuación, se presenta algunas descripciones sobre los puntos más destacados de algunos de los investigadores más importantes.

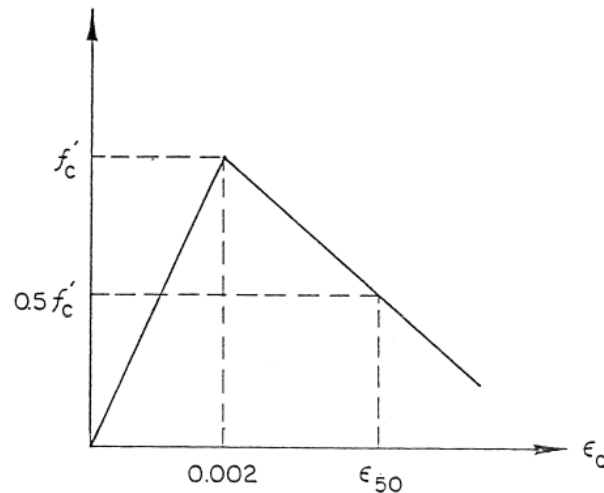
2.2.8.1. Chan (1955). Chan realizó pruebas en 9 testigos de 152 x 152 x 292 mm con estribos doblados hacia adentro, 7 cilindros de 152 mm de diámetro y 305 mm de altura con refuerzo en espiral, y 7 prismas de 152 x 92 x 1321 mm con estribos soldados. Estos fueron

sometidos a cargas excéntricas o axiales con una carga transversal aplicada en el centro. Los resultados de Chan, al comparar los estribos rectangulares con el concreto no confinado, mostraron un incremento en la resistencia superior al 50% y un aumento en la deformación última de aproximadamente 500%. Sin embargo, estos aumentos fueron solo el 50% y el 70%, respectivamente, en comparación con los resultados obtenidos con refuerzo en espiral equivalente. Para estudiar el impacto del confinamiento, Chan no tuvo en cuenta el espaciamiento entre estribos y solo consideró la relación volumétrica del acero utilizado para los estribos.

2.2.8.2. Sozen & Roy (1963). Diseñaron un modelo de relación de deformación-esfuerzo bilineal para el concreto confinado, basado en 45 ensayos realizados en prismas de 127 x 127 x 635 mm con un 2% de acero de estribo cuadrado en volumen. Los resultados indicaron que la ductilidad del concreto confinado dependía principalmente del espaciamiento de los estribos, mientras que el tamaño de las barras de estribo y la cantidad de acero longitudinal no afectaban significativamente las propiedades del material. Se concluyó que el acero de estribo cuadrado aumentaba la ductilidad del concreto confinado, permitiendo que el material soportara más deformación sin fallar. Sin embargo, no tuvo un impacto significativo en la resistencia máxima del concreto, es decir, el esfuerzo máximo antes de la fractura. Esto sugiere que el confinamiento contribuye principalmente a mejorar el comportamiento en términos de deformabilidad, sin incrementar considerablemente el concreto tiene la capacidad de soportar una carga extrema. En la figura 10 se representa la curva esfuerzo-deformación propuesta por los autores. Este comportamiento post-pico resulta fundamental para el diseño sismorresistente, ya que prioriza la disipación de energía mediante grandes desplazamientos plásticos sin pérdida abrupta de estabilidad. De este modo, el gráfico evidencia analíticamente el rango de deformación última alcanzable antes de que ocurra el colapso del elemento.

Figura 9

Curva esfuerzo y deformación del concreto confinado por estribos rectangulares.



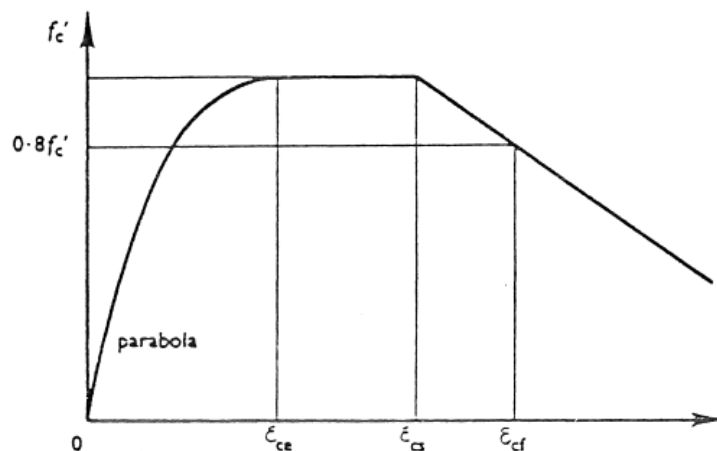
Nota. Obtenido del informe *Stress – Strain Relationships For Confined Concrete: Rectangular Sections*, D. Scott, 2019.

2.2.8.3. Bertero & Felippa (1964). En su análisis del trabajo de Roy y Sozen, Bertero y Felippa presentaron los resultados de sus pruebas en prismas de 76 x 76 x 305 mm y 114 x 114 x 305 mm con refuerzo de estribos cuadrados y/o acero longitudinal, sometidos a carga concéntrica. Observaron que la resistencia del concreto aumentaba entre un 13% y un 26%, dependiendo de la cantidad de acero en los estribos. Llegaron a la conclusión de que el acero longitudinal no mejoraba por sí solo la ductilidad del concreto. Sin embargo, los estribos solos sí incrementaban esta propiedad, y la combinación de estribos con acero longitudinal resultaba en un mayor aumento en la ductilidad del material.

2.2.8.4. Soliman & Yu (1967). Estos investigadores llevaron a cabo una investigación sobre la relación esfuerzo-deformación en flexión del concreto confinado. Realizaron pruebas con catorce unidades de 152 x 102 x 1321 mm, junto con una unidad de cada uno de los tamaños 152 x 76 x 1321 mm y 152 x 127 x 1321 mm, bajo la influencia de una carga principal y una carga secundaria, aplicadas de manera que el eje neutro permaneciera constante cerca del lado en tracción de la unidad y paralelo al eje más fuerte a lo largo de todo el rango de carga. Se encontró que la resistencia del concreto aumentaba hasta un 28% al emplear estribos rectangulares con espaciamiento reducido. Sin embargo, no está claro si este incremento se basa en el área total del concreto o solo en el área del núcleo. Además, parece que no se tuvo en cuenta el desprendimiento del concreto de recubrimiento, y que la curva esfuerzo-deformación fue determinada usando el área total de concreto inicialmente comprimida.

Figura 10

Curva esfuerzo - deformación del concreto confinado a flexión.



Nota. Obtenido del informe *Stress – Strain Relationships For Confined Concrete: Rectangular Sections*, D. Scott, 1980.

De esta curva Podemos extraer las siguientes ecuaciones y parámetros:

Ecuación 15 Ecuación para encontrar el parámetro q''

$$q'' = (1.4 \frac{A_{CC}}{A_c} - 0.45) \frac{A_{es}(S_0 - S)}{A_{es}S + 0.0028BS^2}$$

Ecuación 16 Esfuerzo máximo en el concreto confinado

$$f_{cmax} = 0.9 f'_c(1 + 0.05 q'')$$

Ecuación 17 Punto de la curva, ε_{ce}

$$\varepsilon_{ce} = 0.55 f'_c (10^{-6})$$

Ecuación 18 Punto de la curva, ε_{cs}

$$\varepsilon_{cs} = 0.0025 (1 + q'')$$

Ecuación 19 Punto de la curva, ε_{cf}

$$\varepsilon_{cf} = 0.0045 (1 + 0.85q'')$$

Dónde:

A_c = Área del concreto en compresión

A_{CC} = Área del concreto confinado en compresión

A_{es} = Área de la barra usada como estribo

B = Ancho del concreto confinado o 0.7 (profundidad del concreto confinado), lo que sea mayor.

f'_c = Resistencia del cilindro de concreto

f_{cmax} = Esfuerzo máximo en el concreto confinado

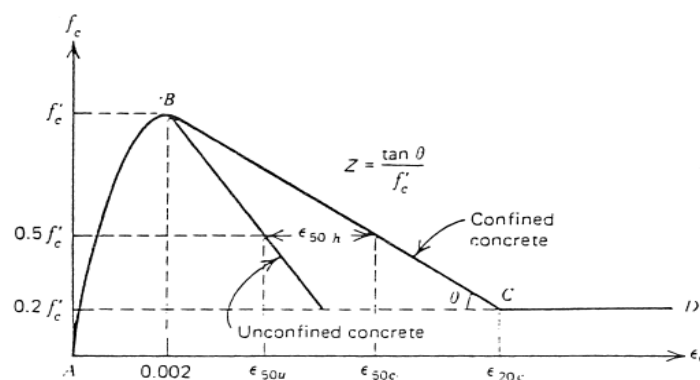
S = Espaciamiento del estribo

S_0 = Espaciamiento de estribos en el cual los estribos no son efectivos para confinar el concreto; para los ensayos reportados, $S_0 = 10$ pulgadas

2.2.8.5. Kent y Park (1971). Para concreto atrapado en estribos rectangulares, idearon una curva de esfuerzo-deformación, desarrollada a partir de datos experimentales previos. Aunque incluye aspectos de investigaciones anteriores, no considera un aumento en la resistencia del concreto confinado, a pesar de que otros estudios han mostrado este incremento con estribos rectangulares. Esta conclusión se adoptó de manera conservadora, basándose en los resultados de Roy y Sozen (1964), que indicaron que el confinamiento con estribos cuadrados no producía un aumento significativo en la resistencia. La rama descendente de la curva fue derivada a partir de los estudios de Roy y Sozen (1964), Bertero y Felippa (1964) y Soliman y Yu (1967). Se aceptó que su conducta se ajustaba al esquema de Roy y Sozen de 1964. La curva de esfuerzo-deformación del concreto recubierto podría asemejarse a la del concreto no confinado o al del núcleo confinado para deformaciones inferiores a 0.004. Para cambios significativos, se consideró que el recubrimiento se desvanecía y su fortaleza era inexistente.

Figura 11

Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado por estribos rectangulares.



Nota: Obteniedo del informe *Stress – Strain Relantionships For Confined Concrete: Rectangular Sections*, D. Scott, 2020.

De la curva podemos extraer las siguientes ecuaciones y parámetros:

Ecuación 20 Esfuerzos para la región AB de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$

$$f_c = f'_c \left[\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \right]$$

Dónde:

$$\varepsilon_0 = 0.002$$

Ecuación 21 Esfuerzos para la región BC, para el intervalo $\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$

$$f_c = f'_c (1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0))$$

Dónde:

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{c0}}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}}$$

Ecuación 22 Esfuerzos para la región CD, par el intervalo $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$

$$f_c = 0.2f'_c$$

A su vez:

ε_0 = Deformación del esfuerzo máximo del concreto no confinado

f'_c = Esfuerzo del concreto cilíndrico en MPa

h'' = Ancho del núcleo confinado

ρ_s = Volumen de estribo entre el volumen del núcleo del concreto fuera de los estribos.

ε_{50u} = Deformación del 50% para concreto no confinado

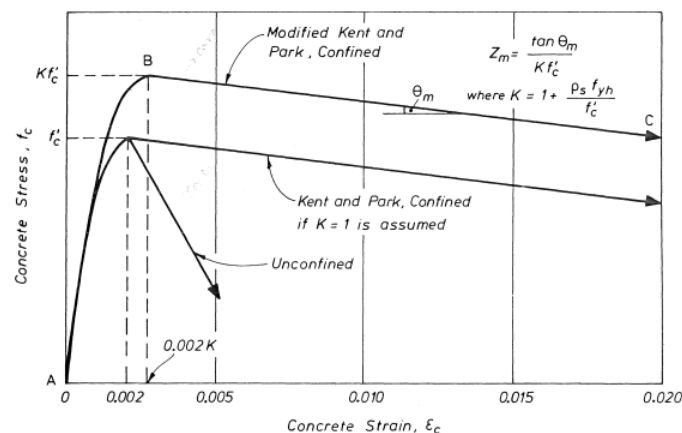
ε_{50c} = Deformación del 50% para concreto confinado

s_h = Separación entre ejes de estribos

2.2.8.6. Kent & Park modificado (1979). Park, Priestley y Gill (1979) propusieron una versión ajustada del modelo esfuerzo-deformación de Kent y Park (1971), incorporando el aumento de resistencia y deformación del núcleo confinado al alcanzar su tensión máxima. En este modelo, el esfuerzo máximo se expresa como Kf'_c , donde K se define junto con las ecuaciones y parámetros correspondientes.

Figura 12

Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado por estribos rectangulares.



Nota: Obteniedo del informe *Stress – Strain Relantionships for Confined Concrete: Rectangular Sections*, D. Scott, 2020.

Ecuación 23 Factor K para el esfuerzo máximo

$$K = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

A una deformación de $0.002K$ se asume que el esfuerzo es máximo

Ecuación 24 Esfuerzos para la región AB de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c < 0.002K$

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

Ecuación 25 Esfuerzos para la región BC de la curva, para el intervalo $\varepsilon_c > 0.002K$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)]$$

Pero no debe ser menor $0.2Kf'_c$

A su vez:

$$Z_m = \frac{1}{2 \left[\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K \right]}$$

Gill, Park y Priestley señalan que el incremento en el esfuerzo máximo del concreto confinado podría no ser tan significativo como el observado en diversos ensayos experimentales; sin embargo, destacan que estas diferencias no generan un impacto considerable en los resultados del análisis momento-curvatura, como demostraron en su estudio de 1979. Esto se debe a que, pese a variaciones puntuales en la resistencia máxima, la forma general de la curva y el comportamiento estructural global permanecen adecuadamente representados.

En esta modificación del modelo se reconoce que el confinamiento aumenta la resistencia del concreto y su capacidad de deformación, lo que mejora de manera notable su ductilidad y su capacidad para disipar energía bajo cargas sísmicas. Este aspecto es esencial en el diseño

sismorresistente, donde la capacidad de mantener deformaciones elevadas sin pérdida brusca de resistencia resulta determinante para el desempeño estructural.

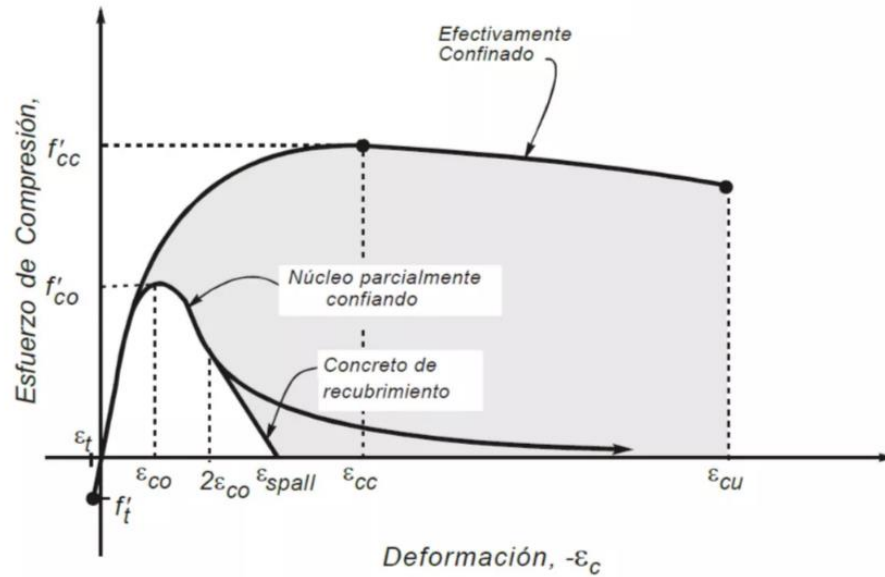
Asimismo, la elección de $0.002K$ como deformación correspondiente al esfuerzo máximo garantiza que la parábola de segundo grado que define la región AB conserve el mismo módulo tangente en el punto de esfuerzo cero, manteniendo así un módulo de elasticidad inicial constante e independiente del valor de K . Este criterio asegura coherencia en el comportamiento elástico del material modelado. Finalmente, el modelo supone que los estribos rectangulares poseen únicamente la mitad de efectividad que una espiral circular en el incremento de la firmeza del concreto confinado, debido a la menor uniformidad y continuidad del confinamiento que proporcionan.

2.2.8.7. Mander et al. (1984). En este enfoque, Mander, bajo la atenta mirada de los profesores Priestley y Park, el descubrimiento reveló una curva constante que no solo revela la elasticidad del concreto, sino también su habilidad para resistir la compresión. El concreto pierde su forma definitiva cuando el esfuerzo transversal lo fractura, permitiendo que las deformaciones transversales del núcleo se vuelvan colosales. Asimismo, se adapta tanto a figuras rectangulares como a esferas. Este esquema se fundamenta en las investigaciones de Popovics (1973), y a continuación se presenta la curva para concreto no confinado y confinado, además de detallar las ecuaciones y parámetros necesarios para este modelo.

Muchos de los trabajos desarrollados por Mander cumplieron de manera satisfactoria con las necesidades del estudio y modelación del concreto y, en consecuencia, con los requerimientos de las distintas ramas de la ingeniería vinculadas a este material. Sus aportes sirvieron como base fundamental para numerosos investigadores, quienes a partir de ellos desarrollaron y consolidaron nuevas ideas, modelos y propuestas innovadoras en el análisis y diseño de estructuras de concreto.

Figura 13

Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado por carga monótona



Nota: Obtenido de la publicación *Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado, modelo Mander confinado*, Enriquez, 2019

De este modelo se definen las siguientes ecuaciones y parámetros, para el gráfico de deformación-esfuerzo del concreto confinado:

Ecuación 26 Tensión de compresión longitudinal del concreto

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

Dónde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

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

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$$

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

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} MPa$$

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

A su vez:

ε_c = Deformación unitaria del concreto

ε_{cc} = Deformación unitaria del concreto no confinado,

f'_{c0} = Resistencia máxima del concreto no confinado

E_c = Módulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} = Módulo secante del concreto secante,

ε_{cu} = Deformación última del primer estribo roto

La tenacidad del concreto confinado ante la compresión f'_{cc} Para esfuerzos de compresión multiaxiales, se utiliza un modelo constitutivo que abarca una superficie de resistencia definitiva específica. William y Warnke (1975) describieron la superficie de falla multiaxial de cinco parámetros y la resistencia definitiva calculada a partir de las pruebas triaxiales de Schickert y Winkler (1977), lo que permite desentrañar el criterio de falla multiaxial de las tensiones de confinamiento lateral, cuando el núcleo del concreto confinado está sometido a tensiones equivalentes f'_l de espirales, se define la resistencia a la compresión confinada:

Ecuación 27 Resistencia a la compresión del concreto confinado

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} \right)$$

Dónde:

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{sd_s}$$

$$k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_{es} = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}$$

A su vez:

A_{sp} = Área de apoyo lateral

k_e = Factor de aislamiento eficiente

s' = Entre las barras en espiral o en forma de aro

f'_l = Efecto de confinamiento lateral efectivo

k_{ec} = Coeficiente de aislamiento para elementos sujetos a estribos redondos

k_{es} = Coeficiente de aislamiento eficiente para componentes atrapados en las hélices

ρ_s = Relación del volumen de acero confinante entre el volumen de concreto confinado

Para secciones rectangulares la resistencia máxima de compresión uniaxial f'_{cc} para concreto confinado se define mediante las siguientes ecuaciones:

Ecuación 28 Resistencia máxima del concreto confinado para sección rectangular

$$f = \lambda f'_{c0}$$

Ecuación 29 Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección X

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} k_e f_{yh}$$

Ecuación 30 Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección Y

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sd_c} k_e f_{yh}$$

Ecuación 31 Área del núcleo de concreto confinado efectiva

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

Ecuación 32 Coeficiente de efectividad de confinamiento para estribos rectangulares

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

Dónde:

λ = Factor de esfuerzo confinado

w_i = Distancia entre las barras adyacentes.

b_c y d_c = Dimensiones del núcleo a las líneas centrales del estribo perimetral en dirección x e y respectivamente.

A_{sx} = Área de refuerzo transversal paralela al eje x

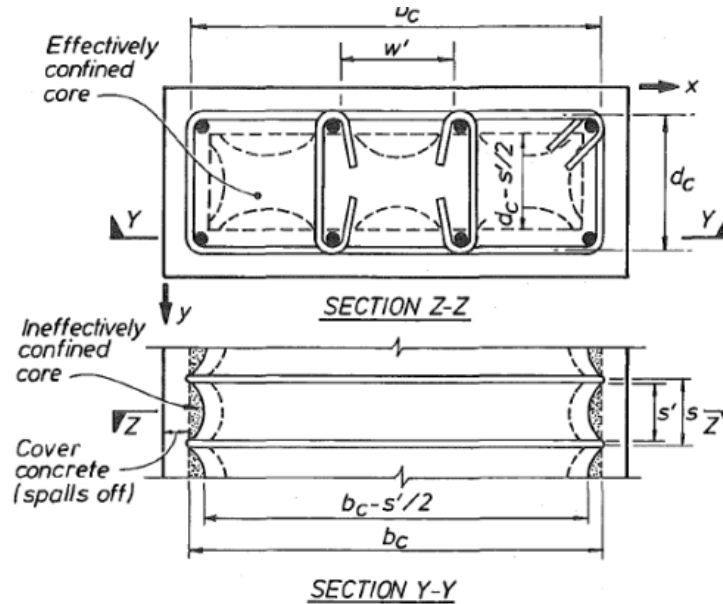
A_{sy} = Área de refuerzo transversal paralela al eje y

ρ_{cc} = Relación entre el área de acero longitudinal y el área de concreto confinado

s = Separación entre estribos

Figura 14

Núcleo efectivamente confinado por estribo rectangular

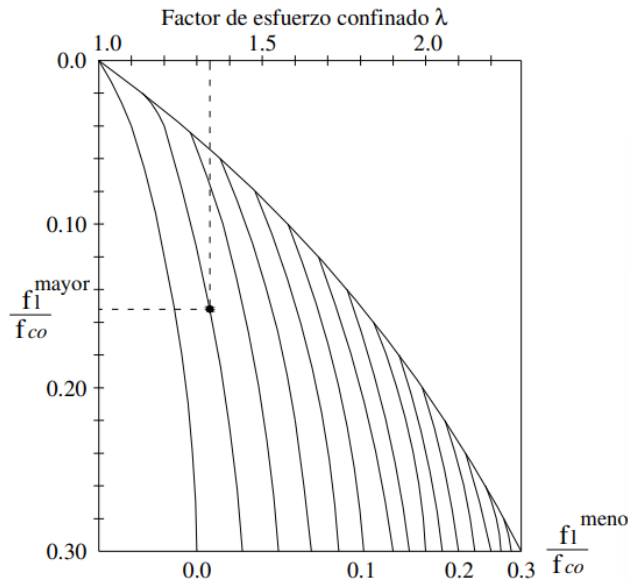


Nota. Obtenido del documento *Modelo teórico tensión-deformación para concreto confinado*, Mander et al. (2017).

Para el concreto confinado, el esfuerzo puede estimarse a partir de la figura respectiva, en la cual la relación tensión–deformación presenta un comportamiento predominantemente lineal en su etapa inicial. Durante este tramo, la curva sigue una trayectoria recta hasta alcanzar la resistencia a la tracción del material, sin exceder dicho valor límite. Este comportamiento representa adecuadamente la respuesta elástica inicial del concreto antes de la aparición de fisuras, permitiendo una mejor aproximación del desempeño real del material. Asimismo, este modelo resulta fundamental para los análisis no lineales, ya que contribuye a una evaluación más precisa de la capacidad resistente y de la ductilidad del elemento estructural. La tensión transversal f_c está dada por el siguiente factor de confinamiento detallado en la figura 15.

Figura 15

Factor de confinamiento para elementos cuadrados y rectangulares



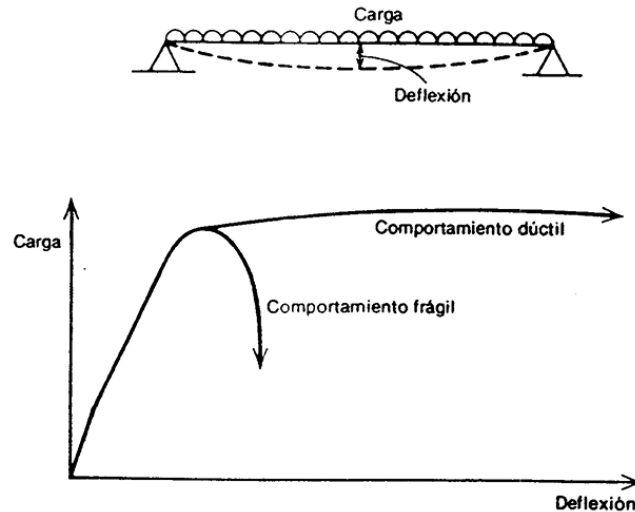
Nota. Obtenido del Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares, Escamilla, 2019.

2.2.9. Máxima Deformación y Ductilidad de Elementos Estructurales Sujetos a Flexión

Es fundamental analizar las características de carga y deformación de los elementos estructurales sometidos a flexión, tanto durante la etapa de cedencia como en la fase última de su comportamiento. Estas características se encuentran estrechamente relacionadas con la interacción entre el momento flector y la curvatura de las secciones, relación que permite describir de manera adecuada la respuesta no lineal del elemento estructural a lo largo de su vida útil. Asimismo, el estudio de esta relación resulta clave para identificar los mecanismos de daño y la capacidad de disipación de energía. En elementos con proporciones geométricas normales, las deformaciones dominantes están asociadas principalmente a los efectos de la flexión, siendo estas las que gobiernan el comportamiento estructural frente a las solicitaciones aplicadas.

Figura 16

Curva carga-deflexión para un elemento a flexión



Nota. Obtenido del libro *Reinforced concrete structures 8va ed.*, Park & Paulay, 2020

2.2.9.1. Curvatura de un elemento. Considerando un bloque de concreto reforzado que, en su génesis, se presenta recto, en ambas extremidades, las fuerzas axiales y los momentos de ruptura son idénticos. La extensión de la curva R se determina hasta el punto de equilibrio. A partir de un diminuto fragmento de longitud dx del componente y empleando la notación de la figura 18, se puede desentrañar la esencia del componente, se pueden formular las siguientes expresiones que detallan la danza entre sus extremos:

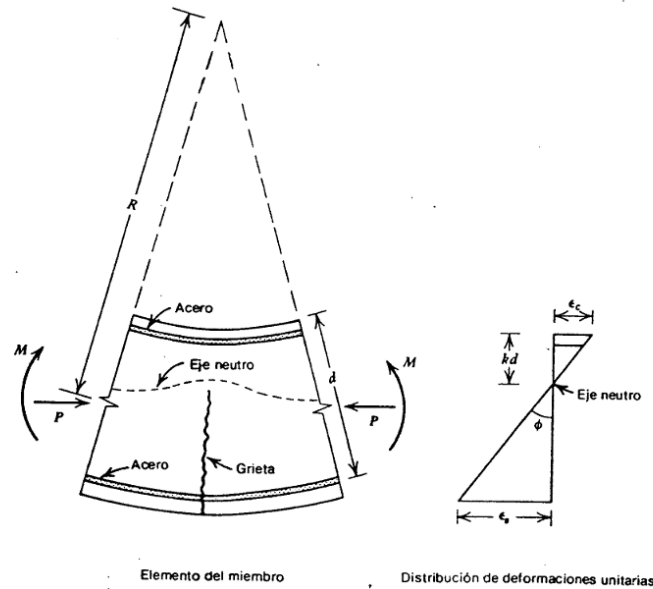
Ecuación 33 Relación entre los extremos de un elemento a flexión

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

Figura 17

Deformación de un elemento a flexión



Nota. Obtenido del libro *Reinforced concrete structures 8va ed.*, Park & Paulay, 2020

Dónde:

R = Radio de curvatura

kd = Profundidad del eje neutro

ϵ_c = Deformación del concreto en la fibra extrema a compresión

ϵ_s = Deformación del acero a tensión

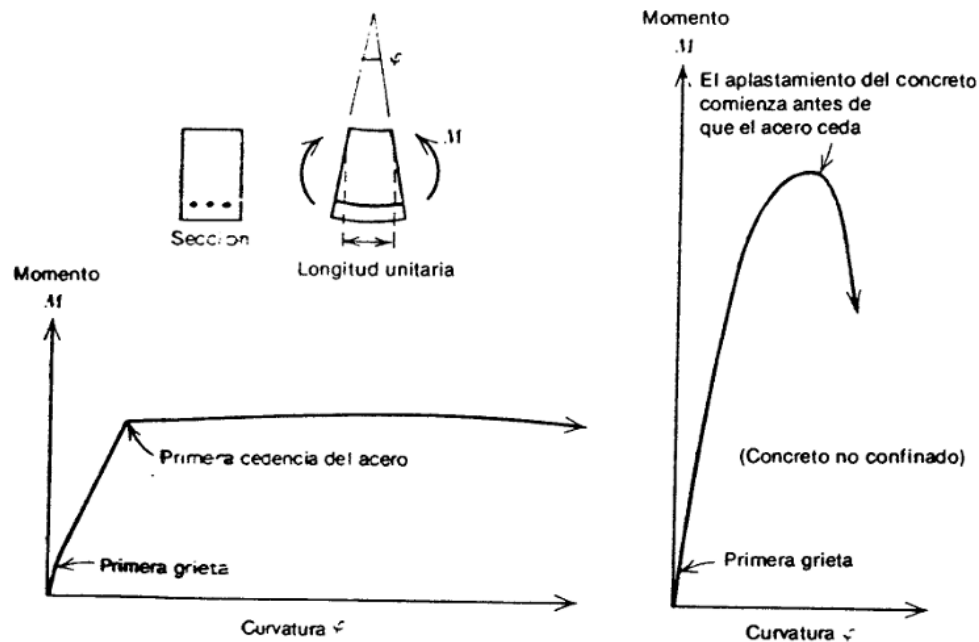
ϕ = Curvatura en el elemento (la rotación por longitud unitaria del miembro)

Al documentar las alteraciones en la zona vital de una viga de concreto reforzado, dentro de una distancia específica, y aumentando gradualmente el momento de flexión hasta llegar a la falla, se puede determinar la curvatura empleando la ecuación previamente proporcionada. Esto permite desentrañar el vínculo entre el momento y la curvatura de esa porción. A continuación, se

presentan dos curvas representativas obtenidas a partir de mediciones en vigas simplemente reforzadas, las cuales presentan falla por tracción y compresión, respectivamente.

Figura 18

Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas.



Nota. Obtenido del libro *Reinforced concrete structures 8va ed.*, Park & Paulay, 2020.

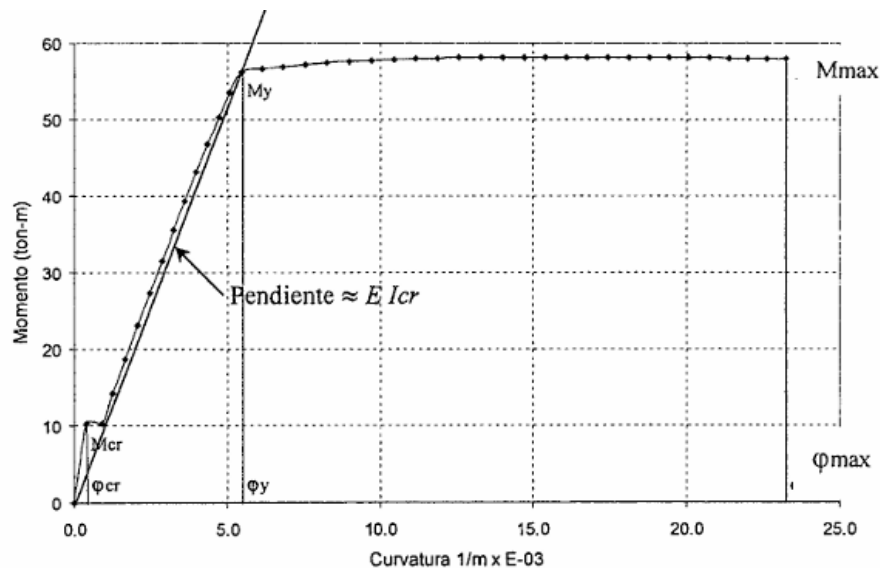
2.2.9.2. Diagramas Momento – Curvatura.

Elaborar diagramas de momento-curvatura para una muestra de concreto reforzado es un viaje numérico complicado, pues se requieren múltiples repeticiones. En cada etapa del análisis, resulta vital encontrar la armonía, la sinergia entre los insumos y la suposición de una adherencia perfecta entre el acero y el concreto (Ottazzi, 2015). En este estudio, el trayecto inicia con la traza de la sección transversal y la disposición de las armaduras. Para el concreto en compresión y el acero reforzado, se traza el diagrama de esfuerzo-deformación. Posteriormente, se incrementa gradualmente la deformación en la fibra más rígida del concreto, hasta alcanzar el valor

correspondiente al agotamiento del material. Una vez alcanzado este valor, Es crucial ajustar gradualmente la amplitud del eje neutro ($c_i = k d$) hasta lograr un equilibrio interno de fuerzas en la sección. Al encontrar esta armonía, se puede calcular la curvatura precisa utilizando la ecuación (33) previamente mencionada. Aquí tienes un ejemplo del diagrama de momento-curvatura para una porción de concreto armado de 0.35 x 0.70 metros, libre de carga axial y reforzada con acero de tracción, que representa el 50% del valor balanceado, según el profesor Ottazzi, en el año 2015. Usó el modelo ideal de acero elastico y un modelo parecido al de Hognestad para el concreto.

Figura 19

Diagrama Momento - Curvatura para una sección de 0.35 x 0.70 m



Nota. Obtenido del libro *Apuntes del Curso Concreto Armado I*, Ottazzi, 2019.

2.2.10. Longitud Plástica y Rótulas Plásticas en elementos de concreto

Las rótulas plásticas son zonas que se encuentran dentro de los elementos estructurales en las que ocurre la deformación inelástica se concentra, facilitando la disipación precisa de energía a través de ingeniosos mecanismos de plastificación. Su formación facilita la redistribución interna

de esfuerzos, contribuyendo a un comportamiento global más dúctil y eficiente de la estructura. Estas se generan cuando el momento flector aplicado en una sección excede su capacidad plástica, es decir, el momento plástico de la sección transversal (García, 2018).

La longitud plástica (L_p) representa la región del elemento estructural en la que las rotaciones plásticas se desarrollan con mayor intensidad. Esta se determina mediante la siguiente expresión:

Ecuación 34 Longitud plástica de un elemento de concreto

$$L_p = \frac{M_u - M_y}{V}$$

Dónde:

M_u = Momento resistente a flexión

M_y = Momento resistente a flexión

V = Fuerza cortante

También se puede encontrar la longitud plástica mediante parámetros establecido por Park & Priestley, que posteriormente fueron mejoradas por el Eurocódigo 8. (Mejía, 2017)

Ecuación 35 Longitud plástica propuesta por el Eurocódigo 8

$$L_p = 0.10L + 0.015\phi f_{yk}$$

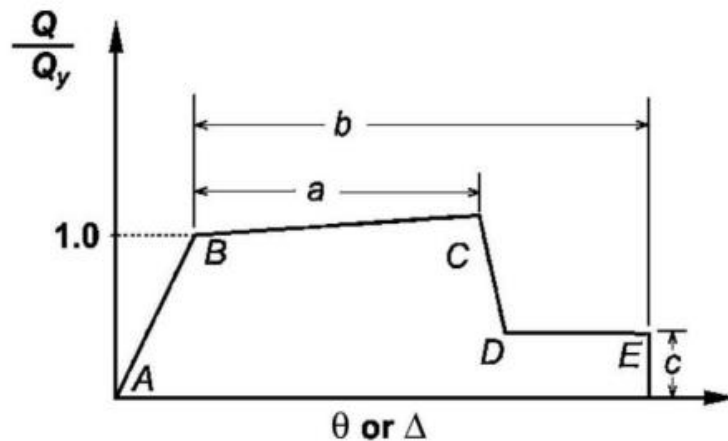
2.2.11. Diagrama Momento – Rotación para elementos de concreto armado

Para descifrar el ballet de los instantes en vigas y columnas de acero o hormigón armado, es vital poseer el diagrama de momento-rotación o momento-curvatura. Para las diagonales sólidas, el diagrama de fuerza-desplazamiento es vital. Las tablas de la norma ASCE 41-2011 son una herramienta esencial para diseñar estos esquemas. En la figura 21, se despliega el arte simbólico empleado por el ASCE 41 para desentrañar las conexiones entre el momento y la

rotación. En el eje horizontal se representa θ (giro) o desplazamiento Δ , y en el eje vertical Q/Q_y . Para el caso de flexión esta relación será M/M_y , lo interesante es que el valor para el punto B que se toma en la curva es de 1, de tal manera que el momento es el de fluencia M_y , que está asociado a una rotación θ_y . A partir del punto M_y, θ_y El punto C se ubica utilizando la variable "a", la cual es introducida como un parámetro por el ASCE 41. Además, con la variable c se halla el momento residual M_R , y con la variable b se encuentra la rotación final de la zona $\overline{DE}$ (Aguilar et al., 2015).

Figura 20

Relación generalizada Momento-Rotación del ASCE 41



Nota. Obtenido de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-17, 2017

El ASCE/SEI 41-17 nos proporciona las tablas para utilizar los parámetros mencionados anteriormente, agrupadas en las tablas 10-7, 10-8 y 10-19, respectivamente (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.2.12. Capacidad Sísmica de una Estructura

Las rótulas plásticas son zonas que se encuentran dentro de los elementos estructurales en las que ocurre la deformación, que ilustra la danza entre la fuerza y el movimiento. La manera

más efectiva de ilustrar esta curva es representando el corte en la base frente al movimiento en la cúspide de la estructura. Este método implica llevar a cabo una secuencia de exploraciones elásticos. Al llegar ciertos componentes a su punto de fluencia, el modelo matemático de la estructura es modificado para ilustrar el debilitamiento de su resistencia. Más adelante, se despliega una danza de cargas laterales hasta que nuevos componentes se integren en la danza (Mora, 2020).

La capacidad de una estructura depende de la habilidad de deformarse de cada uno de sus componentes. Esta habilidad total puede desentrañarse a través de la curva pushover, que ilustra la conexión entre el cortante esencial y la metamorfosis del nivel superior de la estructura, facilitando su análisis ante cargas laterales incrementales. El método consiste en llevar a cabo una secuencia de análisis elásticos, donde el modelo estructural se transforma paulatinamente para añadir la caída de la dureza y resistencia de las partes que han llegado a su punto de inelástico. Así, la curva de capacidad pushover ofrece una perspectiva del comportamiento no lineal de la estructura tras cruzar su elástico rango. (Hernández, 2017).

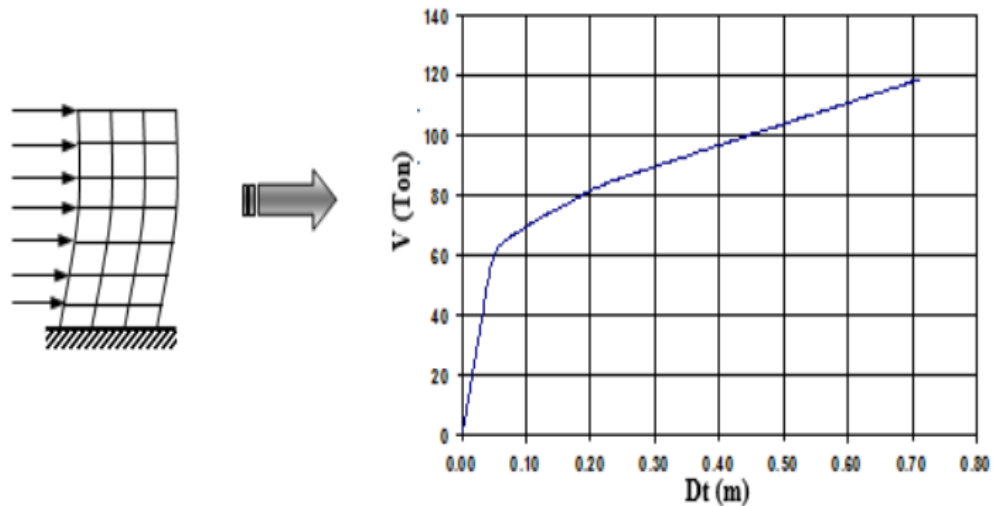
2.2.12.1. Curva de Capacidad. Esta curva muestra la relación entre la capacidad resistente de la estructura y los niveles de carga incremental a los que se encuentra sometida, permitiendo evaluar de manera clara el margen de seguridad disponible. Asimismo, facilita la identificación de posibles deficiencias estructurales y la determinación de la necesidad de modificaciones, ajustes en el diseño o la incorporación de refuerzos adicionales que mejoren su desempeño estructural frente a las solicitaciones consideradas (Moreno, 2015).

Además, proporciona información relevante sobre las deformaciones y el comportamiento global de la estructura, lo cual permite identificar, evaluar y definir las medidas necesarias para garantizar condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y un rendimiento estructural

satisfactorio frente a las solicitaciones sísmicas previstas (Celi & Arellano, 2014).

Figura 21

Curva de capacidad aplicando el Análisis Pushover



Nota. Obtenido de la publicación *Pushover Multimodal en estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*, Mora & Aguiar, 2019

En los estudios iniciales, la implementación de cargas laterales en el análisis pushover se efectuaba utilizando una distribución proporcional al primer modo de vibración. Si bien este enfoque resulta adecuado para estructuras regulares y con comportamiento dominado por dicho modo, ha sido criticado por varios investigadores Chopra y Goel (2001, 2002), por otro lado, argumentaron que dicha simplificación no es representativa en estructuras con irregularidades o donde la respuesta está influenciada por la contribución de modos superiores. En consecuencia, propusieron métodos avanzados que incorporan la participación de múltiples modos de vibración, lo cual constituye el eje central del desarrollo abordado en el presente estudio.

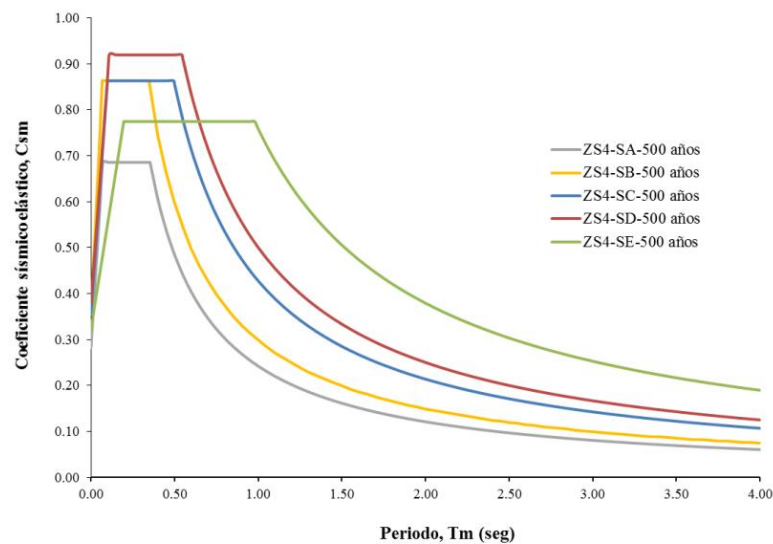
2.2.13. Demanda Sísmica de una Estructura

La demanda sísmica constituye un parámetro fundamental en la caracterización de la respuesta dinámica de un sistema estructural o geotécnico frente a la acción sísmica, y puede vincularse directamente con los objetivos de desempeño establecidos en el diseño. Esta representa una manifestación específica del movimiento sísmico dentro del contexto del sistema considerado, reflejando su interacción con la excitación del terreno, algunas representaciones de demanda sísmica incluyen el desarrollo de fuerzas cortantes en elementos estructurales, como columnas de puentes; asentamientos inducidos en infraestructuras de suelo como terraplenes; o el incremento en la presión de poros en materiales susceptibles a licuación, como estratos arenosos saturados. La adecuada determinación de la demanda sísmica resulta esencial para comprender el comportamiento global del sistema ante movimientos sísmicos. Esta puede ser estimada mediante la aplicación de modelos analíticos o numéricos desarrollados específicamente para evaluar la demanda, los cuales permiten predecir la respuesta en función de las características del sistema y de la excitación sísmica considerada (Fernández, 2020).

2.2.13.1. Espectro de Demanda Sísmica. Las propiedades fundamentales de un registro sísmico suelen caracterizarse mediante su espectro de respuesta, el cual establece la relación entre un parámetro específico de la respuesta dinámica y el período natural del sistema estructural. Dicho parámetro puede estar asociado a la aceleración, la velocidad o el desplazamiento inducido por la excitación sísmica, permitiendo analizar cómo responde la estructura ante distintas frecuencias de vibración. De este modo, el espectro de respuesta se convierte en una herramienta clave para evaluar la demanda sísmica impuesta al sistema y estimar su comportamiento dinámico bajo diferentes niveles de sollicitación (Morena et al., 2017).

Figura 22

Espectros de respuesta elástica para zona sísmica 4 de Argentina, y sismo de recurrencia de 500 años.



Nota. Obtenido del artículo *Procedimiento para selección de acelerogramas para estudios de fragilidad en puentes típicos de Argentina*, Saracha et al., 2021.

La norma peruana utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para el diseño sismoresistente definido en la norma E.030 la cual se puede definir mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 36 Espectro inelástico para diseño de la NTP. E.030.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Perfil de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

A través de esta ecuación y sus variados parámetros, podemos crear a diario diversos espectros de demanda para el análisis estático no lineal que nos brindan diversas normativas como VISION 2000, ASCE/SEI 41-17 y ATC-40. Los espectros de demanda serán comparados con las curvas de capacidad para determinar su habilidad para soportar estos terremotos, lo que significa desentrañar el punto de rendimiento en cada situación sísmica.

2.2.14. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño es un límite de daño que determina una situación aceptable según las repercusiones físicas del terremoto en una edificación. Este panorama extremo abarca tanto los daños estructurales como los no estructurales, y la amenaza que representan para salvaguardar a los residentes y la funcionalidad del edificio después de un sismo (ATC-40, 2018).

Este grado define la intensidad máxima del perjuicio permitido, abarcando la valoración del estado de conservación de los componentes resistentes, los elementos arquitectónicos y los contenidos relacionados con la utilidad del edificio. Los estándares de rendimiento se establecen tanto a nivel cualitativo, vinculados al impacto en los usuarios y residentes, como a nivel técnico-ingenieriles, empleados para la creación de estructuras sismo-resistentes o la valoración de edificaciones vigentes. Estos últimos se refieren al nivel de desgaste, disminución de elasticidad o fortaleza, y al comportamiento inflexible de elementos tanto estructurales como no estructurales (SEAOC, 2018). A continuación, se mencionan los enfoques de los documentos técnicos de referencia.

2.2.14.1. Enfoque de VISION 2000. Se establecen cuatro niveles de desempeño, los cuales se distinguen mediante una serie de criterios calificativos que permiten caracterizar el estado funcional y estructural de una edificación frente a la acción sísmica (SEAOC, 1995).

- **Totalmente Operacional:** Corresponde a un nivel de desempeño en el que la estructura no sufre daños, manteniéndose completamente segura para sus ocupantes. Las afectaciones a los usuarios son insignificantes, y tanto los servicios como el contenido del edificio continúan operativos y disponibles. En este estado, no se requieren intervenciones de reparación
- **Operacional:** Corresponde a una categoría de rendimiento que Abarca desperfectos moderados en elementos no estructurales y en el interior del edificio, además de leves desperfectos en ciertos componentes estructurales. Los perjuicios son limitados y no comprometen la integridad de la estructura, que debe permanecer operativa de inmediato tras un terremoto, aunque los desperfectos en los componentes no estructurales y en el contenido pueden provocar interrupciones parciales en ciertos usos. En líneas generales, se precisan pequeñas reparaciones.
- **Seguridad:** En esta etapa de rendimiento, se detectan desperfectos moderados tanto en componentes estructurales como no estructurales, y también en el contenido del edificio. Se desmorona la robustez lateral y la fortaleza resistente del entramado estructural. Asimismo, las vías de escape del edificio se ven alteradas y los servicios de electricidad y mecánica se interrumpen. Las instalaciones están desactivadas y es probable que se necesiten arreglos profundos para reanimar la operatividad del edificio.
- **Pre-Colapso:** Este nivel de rendimiento implica una notable merma en la robustez lateral y la resistencia sólida del sistema estructural, poniendo en peligro la estabilidad de la

estructura y aproximándose a su colapso. Los servicios y las rutas de escape sufren interrupciones. La estructura se convierte en un baluarte inseguro para los residentes, y las reparaciones requeridas podrían ser técnicamente inviables o financieramente inalcanzables.

A continuación, se resume lo anteriormente mencionado en la siguiente tabla de contenido:

Tabla 2

Niveles de Desempeño sísmico según VISION 2000

Nivel de Desempeño sísmico	Aspectos Esenciales
Totalmente Operacional	El perjuicio tanto físico como no físico es casi imperceptible. Las estructuras continúan funcionando, garantizando su capacidad para brindar servicios y cumplir con sus tareas inmediatamente tras el terremoto.
Operacional	Se observan heridas moderadas. Las instalaciones esenciales continúan funcionando, mientras que las no esenciales pueden sufrir fallos, aunque con una reanudación inmediata.
Seguridad	Daños moderados afectan la estructura, la cual sigue sin alteraciones. La protección de los ocupantes permanece intacta. Algunos componentes no esenciales pueden experimentar desgaste.
Pre-Colapso	Se observa un deterioro estructural considerable, cercano al colapso, y la fragilidad de componentes no estructurales. La protección de los ocupantes está en peligro.

Nota. Estados de daño y niveles d desempeño sísmico, SEAOC, 2018.

2.2.14.2. Enfoque ATC – 40. Este enfoque define de manera independiente los niveles de rendimiento, tanto para la estructura como para los elementos no estructurales de un edificio. Al considerar por separado estos dos aspectos, se facilita una evaluación más detallada de cada uno. Posteriormente, la combinación de ambos niveles de desempeño permite establecer un nivel de

desempeño global para la edificación en su totalidad, tomando en cuenta tanto la integridad estructural como la funcionalidad de los componentes no estructurales (ATC – 40, 2019).

Para la estructura se describe los siguientes niveles de desempeño:

- **Ocupación inmediata (SP-1):** En este estado de desempeño, el sistema estructural, tanto para cargas verticales como laterales, se mantiene casi inalterado. El impacto estructural es casi imperceptible, y no constituye un peligro considerable para la existencia humana. La estructura mantiene intacta su operatividad, permitiendo la ejecución sin interrupciones, incluso tras un terremoto.
- **Daño controlado (SP-2):** Corresponde a un grado de perjuicio intermedio, situado entre las exigencias de empleo inmediato y de protección. Aunque no se compromete la existencia de los ocupantes, pueden experimentar fluctuaciones leves. La arquitectura puede sufrir ciertos desgastes, pero la esencia del sistema permanece intacta, permitiendo su uso con restricciones mínimas.
- **Seguridad (SP-3):** En este nivel de rendimiento, pueden haberse desmoronado estructuras considerables, aunque la mayoría de los componentes del sistema resistente siguen firmes. Existe una amenaza concreta para la vida tanto de los ocupantes como de personas en el entorno inmediato del edificio, y pueden presentarse víctimas. Asimismo, se prevén altos costos derivados de las reparaciones estructurales necesarias para restituir la funcionalidad y seguridad del inmueble.
- **Seguridad limitada (SP-4):** Este estado representa un nivel de daño comprendido entre las condiciones de seguridad estructural y de estabilidad límite. El peligro para los ocupantes es elevado, y la estructura muestra un comportamiento que pone en riesgo su

integridad ante nuevas solicitaciones sísmicas. Este nivel indica una pérdida considerable de capacidad estructural, lo que puede requerir la desocupación inmediata del inmueble.

- **Estabilidad estructural SP-5:** Se refiere a un escenario crítico en el que la estructura está al borde de un colapso parcial o completo. Los perjuicios padecidos son graves, especialmente en los elementos responsables de resistir cargas laterales, los cuales han experimentado una pérdida significativa tanto de rigidez como de capacidad resistente. Aunque algunos componentes del sistema para cargas verticales aún conservan cierta funcionalidad, su desempeño ya no es suficiente para garantizar la seguridad estructural en caso de réplicas. Existe un alto riesgo para ocupantes, transeúntes y personal de emergencia. La rehabilitación de estas estructuras implica intervenciones mayores y costosas.
- **No considerado SP-6:** Este nivel no se relaciona con el desempeño estructural del edificio, sino que está enfocado exclusivamente en la evaluación sísmica de los elementos no estructurales. Se limita al análisis del comportamiento y funcionalidad de elementos arquitectónicos, eléctricos, mecánicos y demás sistemas secundarios, sin considerar directamente el estado del sistema resistente principal.

Ahora, para los componentes no estructurales, se presentan a continuación los niveles de rendimiento:

- **Operacional (NP-A):** Este nivel de desempeño no estructural implica que, tras la ocurrencia de un evento sísmico, todas las partes, los componentes y los sistemas no estructurales del edificio siguen intactos y totalmente operativos. Se espera que el equipamiento, maquinaria y demás instalaciones continúen operando con normalidad, aun cuando ciertos servicios externos puedan no estar completamente disponibles.

- **Ocupación inmediata (NP-B):** En esta condición, los elementos no estructurales se mantienen en su posición original, y cualquier daño o interrupción que pueda presentarse es menor y no afecta de forma significativa su funcionamiento. La seguridad de los ocupantes está garantizada, y las actividades esenciales pueden continuar sin mayores inconvenientes.
- **Seguridad (NP-C):** Este panorama sugiere que los sistemas, componentes y elementos no estructurales sufran daños considerables, sin que se produzca un colapso ni una interrupción total que amenace directamente a los usuarios. Aunque las herramientas y máquinas pueden quedar desactivadas, no se anticipa el desgaste de componentes que podrían ser peligrosos. El peligro para la humanidad derivado de estos perjuicios es modesto, aunque pueden documentarse casos de afectación.
- **Amenaza (NP-D):** Este grado causa estragos considerables en los sistemas y componentes no estructurales del edificio, sin que se desplomen componentes colosales que puedan representar un peligro directo para comunidades. No obstante, el riesgo vinculado a la ruptura de componentes no estructurales es considerable, con una alta probabilidad de comprometer la seguridad de los ocupantes.
- **No considerado (NP-E):** Este estado no implica un rendimiento no estructural en sí mismo, sino que es un escenario en el que únicamente se lleva a cabo una evaluación sísmica de los elementos estructurales del inmueble. En este contexto, se excluye el estudio del comportamiento de componentes no estructurales, y la atención se centra en los componentes esenciales del sistema resistente. Al haber alcanzado los distintos niveles de rendimiento para la estructura y los componentes no estructurales, es posible fusionar todos

estos para alcanzar los cuatro distintos niveles de rendimiento de las edificaciones, los cuales serán detallados a continuación.

Tabla 3

Niveles de desempeño sísmico según ATC – 40

	Ocupación inmediata (SP-1)	Daño controlado (SP-2)	Seguridad (SP-3)	Seguridad limitada (SP-4)	Estabilidad estructural SP-5	No considerado SP-6
Operacional (NP-A)	Operacional 1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
Ocupación inmediata (NP-B)	Ocupación inmediata 1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
Seguridad (NP-C)	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
Amenaza (NP-D)	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
No considerado (NP-E)	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

Nota. Estados de daño y desempeño sísmico según el ATC-40, 2018.

De la tabla anterior podemos entonces definir los niveles de desempeño de la edificación como los siguientes:

- **Operacional (1-A):** Este nivel de desempeño se enfoca principalmente en la continuidad funcional de la edificación. Los desperfectos en la estructura son mínimos y no afectan la esencia ni la operatividad del sistema. Los componentes y sistemas no estructurales siguen operando sin cesar, permitiendo que la edificación continúe operando sin interrupciones. Cualquier reparación necesaria puede ejecutarse sin afectar el funcionamiento general. La

seguridad de los ocupantes está plenamente garantizada y los servicios internos del edificio se mantienen operativos, incluso en ausencia de algunos servicios externos.

- **Ocupación inmediata (1-B):** Representa uno de los niveles más utilizados como criterio de diseño para edificaciones esenciales. En este estado, los espacios funcionales, los sistemas operativos y el equipamiento principal del edificio continúan siendo utilizables. Los servicios primarios, como agua, electricidad y comunicaciones internas, se mantienen en funcionamiento. Es posible que ciertos servicios secundarios experimenten interrupciones menores, pero estas pueden ser resueltas con facilidad y rapidez. La tranquilidad de los ocupantes permanece intacta en cada instante.
- **Seguridad vital (3-C):** Este nivel de desempeño corresponde a una condición en la que, aunque se presentan daños, existe una baja probabilidad de que estos representen una amenaza directa a la vida humana. Es el rendimiento estructural mínimo que se pretende lograr aplicando con precisión los códigos sísmicos actuales. Se distingue por su escasa repercusión en los componentes estructurales y la posibilidad de fractura o desplome de elementos no estructurales. También puede registrarse el fallo de algunos elementos peligrosos, así como interrupciones en servicios tanto primarios (agua potable, energía eléctrica) como secundarios (acabados, revestimientos), siempre que estos no comprometan la vida de los usuarios.
- **Estabilidad estructural (5-E):** En este nivel de daño, la estructura ha perdido prácticamente toda su capacidad para resistir nuevas solicitaciones laterales, como las que produciría una réplica sísmica. Únicamente se conserva una capacidad limitada en el sistema resistente a cargas verticales, suficiente para mantener la estructura en pie de forma precaria. La probabilidad de colapso es elevada, lo que representa un riesgo crítico para los

ocupantes y transeúntes. En este escenario, no es necesario evaluar el estado de los componentes no estructurales, ya que el grado de daño estructural exige el desalojo inmediato del edificio ante el alto peligro asociado.

2.2.14.3. Enfoque ASCE/SIE 41-17. Se definen seis grados de deterioro estructural, vinculados a diversas situaciones de daño en los componentes del sistema resistente a cargas laterales. En esta escala, brillan con luz propia: Inmediata ocupación, protección vital y prevención del colapso. Además, se establecen cuatro escalones de rendimiento no estructural, abarcando: La norma ASCE/SEI 41 se fundamenta en los estándares de desempeño sísmico inicialmente sugeridos por Visión 2000, y añade una categoría adicional conocida como No Considerado, pero su desarrollo técnico se apoya fuertemente en el contenido del ATC-40 (1996), especialmente en lo relativo a los procedimientos de análisis no lineal y criterios de aceptabilidad. Por tanto, ASCE 41 puede considerarse una evolución técnica del ATC-40, con un marco normativo formal y aplicabilidad generalizada a todo tipo de estructuras, no solo de concreto (IC, 2019).

Tabla 4

Niveles de desempeño estructural según ASCE/SEI 41-17

Código	Nivel	Descripción
O	Operacional	No hay desperfectos en la estructura ni en la no estructura. El edificio sigue funcionando sin alteraciones. Solo para instalaciones vitales.
IO	Ocupación Inmediata	Daños tanto en la estructura como en la no estructura. El edificio se mantiene intacto y operativo tras el terremoto.
LS	Seguridad de Vida	Daños estructurales significativos, pero sin colapso. La estructura protege la vida de los ocupantes, aunque puede requerir reparaciones importantes. Algunos elementos no estructurales pueden fallar.

CP	Prevención del Colapso	Daños severos. La estructura se encuentra en su límite resistente, pero evita el colapso. Alto riesgo de pérdida funcional. Solo se garantiza evitar el colapso total.
----	------------------------	--

Nota. Estados de daño y desempeño sísmico extraídos de ASCE/SEI 41-17, 2017.

Tabla 5

Niveles de desempeño no estructural según ASCE/SEI 41-17

Código	Nivel	Descripción
NA	Operacional	Todos los componentes no estructurales permanecen funcionales y sin daño. Se mantienen todos los servicios del edificio, incluso si los servicios externos fallan.
NB	Retención de Posición	Los componentes permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones no críticas. Se asegura la protección de los ocupantes, pero puede haber daños mínimos.
NC	Seguridad de Vida	Daño significativo a elementos no estructurales, pero sin colapso peligroso. Pueden fallar elementos secundarios o equipos, sin poner en riesgo grave la vida.
ND	No Considerado	No se evalúa el desempeño no estructural. Solo se considera el comportamiento de los componentes estructurales.

Nota. Estados de daño y desempeño sísmico extraídos de ASCE/SEI 41-17, 2017.

2.2.15. Amenaza Sísmica

El rendimiento anticipado de una estructura está íntimamente ligado al nivel de riesgo sísmico, el cual puede determinarse a través de métodos probabilísticos o deterministas. En el ámbito probabilista, se vincula una magnitud sísmica con una probabilidad de su ocurrencia en un lapso específico, mientras que el determinista evalúa el movimiento máximo anticipado ante un terremoto de magnitud determinada y origen concreto. Estos niveles se manifiestan a través de

métricas de ingeniería como la fuerza sísmica global, las aceleraciones máximas o los espectros de respuesta, vinculados al intervalo medio de retorno o a la probabilidad de excedencia, lo que revela la posibilidad de alcanzar ciertos niveles de daño en un lapso específico. Ambos métodos posibilitan medir la amenaza sísmica y determinar los estándares óptimos de rendimiento estructural (SEAOC, 2017).

Existe una relación directa entre el período medio de retorno y la probabilidad de excedencia, la cual puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 37 Periodo medio de recurrencia, expresado en años

$$T = \frac{t}{\ln(1 - p)}$$

Dónde:

p = Probabilidad de excedencia

t = Tiempo de exposición, expresado en años

A continuación, se muestra lo esperado para la amenaza sísmica de estructuras de los documentos técnicos de referencia.

2.2.15.1. Enfoque VISION 2000. Se reconocen cuatro niveles diferenciados de amenaza sísmica, en la tabla se muestra los movimientos sísmicos correspondientes, clasificados según los calificadores que se indican a continuación.

Tabla 6

Niveles de amenaza sísmica según VISION 2000

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años

Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50%
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Nota. Obtenido de los cuadros brindados por SEAOC, 2020.

2.2.15.2. Enfoque ATC-40. Para fines de diseño estructural, se identifican tres niveles diferenciados de amenaza sísmica, los cuales se detallan a continuación. Las letras S, D y M corresponden a los estados de Servicio, Diseño y Máximo, respectivamente, mientras que la letra E mantiene la terminología original en inglés, "Earthquake", que hace referencia a un evento sísmico o terremoto. Esta nomenclatura permite clasificar los distintos niveles de exigencia sísmica que una edificación debe considerar en función de su desempeño esperado frente a diversos escenarios de solicitación. A continuación, se definen los niveles de amenaza sísmica:

- **Sismo de Servicio (SS):** Durante el ciclo vital de una estructura, se producen frecuentemente solicitaciones sísmicas de moderada a moderada intensidad. Este tipo de suceso frecuentemente se vincula a una probabilidad del 50% de retirarse en una década, lo que implica un retorno promedio de 72 años. A causa de su frecuente repetición y su menor intensidad, este nivel equivale a la mitad del movimiento anticipado en un sismo de diseño tradicional. La amenaza que implica suele evaluarse mediante estudios sísmicos específicos del sitio y resulta clave para asegurar la funcionalidad continua de las estructuras frente a eventos frecuentes. Este sismo no debería causar daño significativo en la estructura. No se espera que se active ningún mecanismo de daño.
- **Sismo de Diseño (SD):** Se refiere a movimientos sísmicos de intensidad moderada a severa, que presentan una ocurrencia poco frecuente. Se vinculan habitualmente con un

10% de probabilidad de retirarse en cincuenta años y un retorno promedio de 475 años. Este es el nivel de riesgo sísmico aceptado por la mayoría de las normativas estructurales para edificios habituales, y se anticipa que podría ocurrir al menos una vez en su existencia. Es el marco fundamental para evaluar el rendimiento estructural en situaciones de riesgo sísmico moderado a elevado.

- **Sismo Máximo (SM):** Representa sollicitaciones de intensidad severa a muy severa, de ocurrencia excepcional. Este tipo de suceso está ligado a un 5% de excedencia en un lapso de 50 años, lo que equivale a un retorno promedio de 975 años. Este nivel de riesgo es generalmente empleado para diseñar estructuras vitales o de relevancia vital, ya que supera en magnitud al sismo de diseño convencional, situándose entre 1.25 y 1.5 veces su intensidad. Esta diferencia justifica el uso de factores de importancia en el diseño de estructuras que no deben perder funcionalidad durante o después de un evento sísmico extremo.

Tabla 7

Criterios básicos de seguridad para niveles de amenaza sísmica según ATC, 1996.

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño			
	Operacional	Inmediata Operación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
S. Servicio (SS)				
S. Diseño (SD)			X	
S. Máximo				X

Nota. Fuente obtenida de los cuadros brindados por el ATC, 2018.

2.2.15.3. Enfoque ASCE/SIE 41-17. La normativa ASCE 41-17 fija los niveles de riesgo sísmico basándose en los espectros de aceleración del terreno, los cuales pueden ser calculados a través de métodos probabilísticos o determinísticos. Aquí están los diversos escalones de riesgo analizados:

- BSE-2N: Este nivel de peligro corresponde al sismo máximo previsto (MCE) y representa el 150 % del sismo previsto. Se vincula a una probabilidad del 2 % de superar el umbral en un lapso de 50 años.
- BSE-1N: El sismo de diseño, según el ASCE 7-16, representa un riesgo sísmico equivalente a dos tercios del BSE-2N. Tiene un 10 % de chance de ser superado en un lapso de 50 años.
- BSE-2E: Se trata de un evento sísmico con una probabilidad de excedencia del 5 % en 50 años. No se requiere que este nivel de amenaza supere al correspondiente al BSE-2N.
- BSE-1E: Corresponde a un nivel de riesgo que podría superar el 20 % en un lustro, y no necesita superar al BSE-1N en intensidad.

Tabla 8

Clasificación de la amenaza sísmica según ASCE/SIE 41-17

Intensidad sísmica	Periodo de Retorno (años)	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Sismo de seguridad (BSE)	225	20% en 50% años
Sismo de diseño (DBE)	475	10% en 50 años
Muy raro	975	5% en 50 años

Sismo máximo (MCE)	2475	2% en 50 años
--------------------	------	---------------

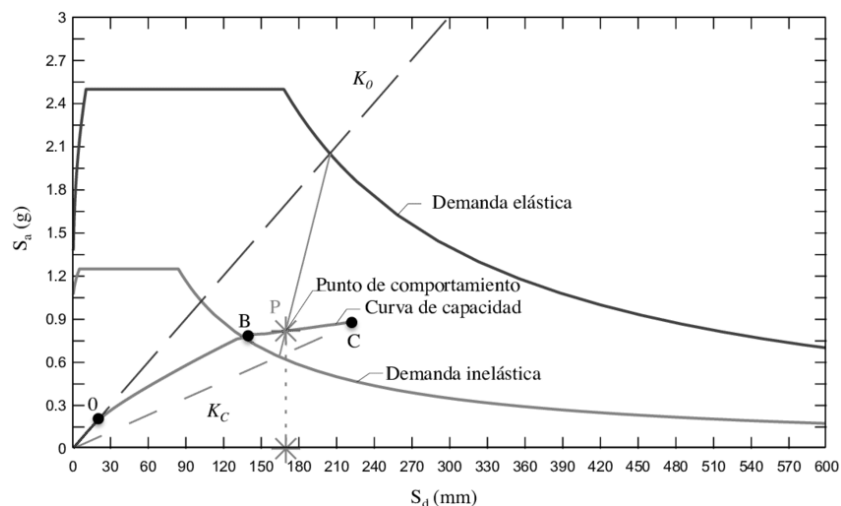
Nota. Fuente obtenida de los cuadros brindados por el ASCE/SIE 41-17, 2019.

2.2.16. Punto de Desempeño

Se refiere al desplazamiento lateral máximo en la cúspide del edificio durante un terremoto de diseño, lo cual facilita la conexión entre los niveles de daño anticipados y la valoración del comportamiento sísmico global según los criterios de rendimiento. Al contrastar el rendimiento con las metas fijadas, se pueden detectar carencias estructurales y sugerir mejoras para satisfacer las exigencias legales. Este lugar se halla en el punto de encuentro entre la curva de capacidad del análisis pushover y el espectro de demanda del terremoto. La magnitud prevista de desplazamiento que experimentará la estructura en caso de un terremoto específico (FEMA 440, ATC-40).

Figura 23

Punto de Desempeño para techos reticulares



Nota. Obtenido del artículo *Análisis numérico de la reparación y refuerzo de estructuras con FRP*, Olle et al, 2018.

2.2.17. Reforzamiento en Estructuras de Concreto

La restauración estructural otorga a la estructura una robustez y rendimiento específicos. La meta de la rehabilitación puede alcanzarse a través de una gama de tácticas, tales como incrementar la rigidez y resistencia a través de la incorporación de nuevos componentes, eliminar o reducir parcialmente las imperfecciones vigentes, disminuir la masa, encamisado, aislamiento sísmico y la instalación de dispositivos de disipación energética. Según Higashi en 2023. Aquí se detallarán las estrategias de fortalecimiento más comunes en componentes de concreto armado.

2.2.17.1. Encamisado de Columnas, Vigas y Nudos. Se llevan a cabo los encamisados utilizando materiales renovados como concreto, acero o fibra de carbono. El encamisado debe ser concebido para robustecer y optimizar la conexión con los componentes circundantes.

2.2.17.2. Modificación del Elemento. Retirar o desprender un tabique de la columna, debilitar el concreto o refuerzo para transformar su comportamiento en una danza de fluidez, o desmembrar un muro para transformar su rigidez y resistencia.

2.2.17.3. Mejorar el Reforzamiento Deficiente Existente. El núcleo de concreto y la conexión entre el refuerzo y el núcleo de concreto deben ser preservados. El nuevo techo de concreto debe ser concebido y edificado para crear una acción conjunta con el material actual.

2.2.17.4. Cambiar el Sistema Estructural. Se propone, con el fin de disminuir la necesidad de los componentes. Por ejemplo, la integración de muros cortantes, aisladores sísmicos y la disminución de la masa corporal.

2.2.17.5. Cambiar la Columna a un Muro de Corte. Para que la transferencia de cargas sea efectiva, es crucial diseñar los puentes entre el material actual y el recién llegado.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo de la investigación

Según Mario Tamayo y Tamayo (2016), la investigación aplicada, también conocida como activa o dinámica, se caracteriza por estar estrechamente vinculada a la investigación básica, ya que utiliza sus fundamentos teóricos para abordar problemas específicos en contextos determinados. Este tipo de investigación se orienta principalmente a la solución práctica de situaciones concretas, priorizando su aplicación inmediata más que la generación de nuevos marcos teóricos.

En ese sentido, la presente investigación ya que utiliza conocimientos existentes para dar solución a un problema concreto, se clasifica como de tipo aplicada.

3.2. Enfoque de la investigación

La presente investigación se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo. Según Hernández-Sampieri y Mendoza (2018), este enfoque se caracteriza por la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico. En ese sentido, el estudio se fundamenta en este enfoque debido a que evalúa el comportamiento estructural del pabellón mediante el análisis de datos numéricos y magnitudes físicas objetivas.

3.3. Método de investigación

El estudio se desarrolló con un alcance explicativo, ya que, de acuerdo con Hernández, Fernández y Baptista (2014), este tipo de investigación se orienta a identificar y analizar los factores que originan o influyen en los fenómenos estudiados. En ese sentido, la presente investigación buscó determinar las causas que influyen en los niveles de desempeño estructural del pabellón a estudiar de la Institución Educativa Emblemática República Argentina, a partir del análisis de su comportamiento frente a solicitaciones sísmicas.

3.4. Diseño de investigación

La investigación corresponde a un diseño no experimental, de tipo transversal y de alcance explicativo. De acuerdo con Hernández, Fernández y Baptista (2014), este diseño analiza las variables sin manipulación deliberada, observándolas en su contexto natural, y se desarrolla en un solo momento temporal para explicar las relaciones entre ellas.

3.5. Población

El módulo A de la Institución Educativa Emblemática República Argentina.

3.6. Muestra

El módulo A de la Institución Educativa Emblemática República Argentina. La población y la muestra vendrían a ser lo mismo ya que es solo un módulo el que está siendo intervenido.

3.7. Variables y operacionalización

3.7.1. Variable Independiente

El análisis pushover, ya que obteniendo los resultados por todos los procesos que se llevan a cabo en este análisis pueden ser modificados por los investigadores, para poder conseguir el mejor resultado.

3.7.1.1. Definición Conceptual. El análisis pushover es una técnica inmutable donde las cargas laterales se expanden paulatinamente, ilustrando cómo el incremento de la demanda sísmica impacta la estructura. En cada fase, la solidez de la estructura se desmorona al surgir rótulas plásticas en sus componentes, y se erige la curva de capacidad global (FEMA 356,2018).

3.7.1.2. Definición Operacional. El análisis pushover es un procedimiento no lineal estático que evalúa el comportamiento estructural mediante la aplicación incremental de cargas laterales al modelo del pabellón. La variable se operacionaliza al incrementar progresivamente dichas cargas, registrando desplazamientos, fuerzas internas y la formación de rótulas plásticas,

con el fin de obtener la curva de capacidad y analizar la respuesta inelástica de la estructura hasta alcanzar estados límite de desempeño.

3.7.2. Variable Dependiente

Desempeño sísmico, la respuesta estructural de la edificación, que tendrá dependiendo del resultado que tendrá el análisis pushover.

3.7.2.1. Definición Conceptual. El desempeño sísmico es la habilidad de un edificio o estructura para cumplir con sus roles iniciales, tales como salvaguardar a las personas, salvaguardar los bienes o mantener una operativa constante cuando se ve sometido a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (FEMA 273,2019).

3.7.2.2. Definición Operacional. La variable dependiente desempeño sísmico será medida mediante análisis pushover, considerando la capacidad estructural frente a cargas laterales incrementales. Se emplearán indicadores como desplazamiento máximo, cortante basal, formación de rótulas plásticas y niveles de daño estructural.

3.7.2.3. Dimensiones. Las dimensiones de análisis son la capacidad de resistencia, ductilidad y rigidez.

3.8. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.8.1. Análisis Documental

Se utiliza esta técnica para poder analizar la situación actual de la estructura, así también obtener toda la información posible y necesaria para poder realizar el estudio correspondiente, ya que la institución es antigua, y el pabellón de estudio a su vez también lo es fue muy complicado encontrar planos de construcción, se buscó información en la documentación administrativa de la institución sin resultados, también se buscó en la UGEL Chimbote pero no se logró encontrar planos o información relevante de los pabellones que se encontraban en la institución antes de su

mega remodelación, pero se logró obtener todos los planos de que se utilizaron para su remodelación, y ahí se pudo encontrar unos planos de arquitectura del pabellón de estudio, aunque sean planos de arquitectura ayudan a tener una visión de las medidas y espacios del pabellón, también se buscó en la Municipalidad de Nuevo Chimbote, pero no encontramos información relevante, finalmente se acudió a la MINEDU, que después de un tiempo de espera, solo contaban con dos planos donde se observa el área a independizar del año 1985 y un levantamiento topográfico del año 2010, ya que no se logró obtener planos de estructuras fundamentales para el análisis no lineal estático (Pushover) se tuvieron que tomar otras medidas para obtener datos, como verificación de las medidas físicas del pabellón apoyados con winchas y obtuvimos las medidas del acero gracias al detector de materiales, gracias todo esto ya pudimos tener una visión clara de la estructura y de cómo se ubican correctamente los aceros y recubrimientos.

3.8.2. Estimación de las Dimensiones de Acero de Refuerzo con el Detector de Materiales Bosch D-TECT 200 C

Se empleó el detector de materiales con la finalidad de identificar la ubicación y estimar las dimensiones de los aceros de refuerzo presentes en los distintos elementos estructurales de la edificación. Esta técnica fue aplicada debido a que el pabellón, por tratarse de una infraestructura antigua, no cuenta con planos estructurales que detallen con precisión las dimensiones y disposición del acero de refuerzo existente.

Asimismo, el mismo procedimiento se realizó en las losas, así como en los refuerzos transversales de vigas y columnas, permitiendo obtener información confiable y necesaria para la adecuada caracterización estructural del edificio y la posterior evaluación de su comportamiento estructural.

Tabla 9

Dimensiones de aceros en elementos estructurales

ELEMENTO ESTRUCTURAL	REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
Columna Rectangular (40 x 25) cm	6 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Columna en L	12 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Columna en T-01	16 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Columna en T-02	16 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Viga Peralta V-01 (55 x 30) cm	6 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Viga Peralta V-02 (55 x 25) cm	6 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Viga de borde VB (20 x 20)	4 aceros longitudinales de 1/2” y aceros transversales de 3/8”
Aceros de Viguetas	2 aceros longitudinales de 3/8” recorridos a lo largo de las viguetas

Nota. Datos obtenidos con el detector de materiales Bosch D-TECT 200 C

3.8.3. Extracción de Núcleos de Concreto de Vigas y Columnas con Diamantina

Se extrajeron 6 testigos de concreto, 5 núcleos de 3” y uno de 4” tamaños sugeridos por la norma ASTM C42, los núcleos fueron extraídos de 6 elementos estructurales, 3 vigas y 3 columnas. Las extracciones fueron realizadas por el equipo técnico del laboratorio KAE INGENIERÍA S.A.C. que realizaron un trabajo adecuado y supervisado a la vez por uno de los ingenieros de la empresa.

3.8.4. Ensayo de Compresión Para los Núcleos de Concreto Extraídos

Tras la extracción de los núcleos de concreto, se esperó 7 días antes de realizar el ensayo de compresión. Durante ese tiempo se realizaron ensayos de carbonatación y se perfilaron los núcleos para asegurar caras lisas y perpendiculares. Cada núcleo fue ajustado para cumplir con una relación altura/diámetro (L/D) de 2, según la norma ASTM C42, por lo que no se aplicó factor de corrección. A continuación, se presentan los resultados de resistencia a la compresión.

Tabla 10

Resistencia a la compresión de núcleos de concreto

Núcleos de Concreto	Resistencia a la compresión f'_c
Viga V-01	115 kg/cm^2
Columna C-01	220 kg/cm^2
Viga V-02	204 kg/cm^2
Columna C-02	226 kg/cm^2
Viga V-03	182 kg/cm^2
Columna C-03	230 kg/cm^2

Nota. Datos obtenidos del ensayo a compresión de núcleos de concreto

3.8.5. Simulación en Programa de Análisis Estructural

Para analizar el comportamiento estructural del pabellón, se empleó un software especializado de análisis estructural, capaz de modelar con precisión la geometría, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones de carga que actúan sobre la edificación. En una primera etapa, se desarrolló un análisis estático lineal, considerando las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga establecidas por la normativa vigente, como la Norma Técnica E.020 Cargas y la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, con el objetivo de verificar el

comportamiento elástico inicial de la estructura y evaluar la distribución de esfuerzos en sus elementos.

Posteriormente, se llevó a cabo un análisis dinámico modal espectral, que permitió determinar las propiedades dinámicas de la estructura, tales como periodos fundamentales de vibración, formas modales y participación de masas, así como estimar la respuesta sísmica ante excitaciones horizontales, empleando espectros de diseño acordes a la zona sísmica correspondiente. Este análisis facilitó la identificación de posibles irregularidades en el comportamiento estructural y la evaluación de la demanda sísmica en los distintos niveles del pabellón.

Finalmente, se realizó un análisis no lineal estático tipo pushover, mediante el cual se obtuvo la curva de capacidad de la estructura, permitiendo evaluar su comportamiento inelástico frente a incrementos progresivos de carga lateral. A partir de este procedimiento, se identificaron las zonas críticas, la secuencia de formación de rótulas plásticas y los mecanismos de falla predominantes. Asimismo, se determinó el punto de desempeño estructural mediante la intersección entre la capacidad y la demanda sísmica, lo que permitió evaluar la ductilidad global del sistema y clasificar el nivel de desempeño sísmico de la edificación ante eventos de alta intensidad.

3.9. Técnicas de Análisis de Resultados

3.9.1. Análisis de datos

Las mediciones en terreno y las pruebas en laboratorio fueron estructuradas y procesadas mediante hojas de cálculo. Se recolectaron datos minuciosos sobre las dimensiones auténticas de los elementos arquitectónicos, características mecánicas de los materiales (resistencia al estiramiento del concreto, elasticidad del módulo, peso específico), condiciones de sustento,

resultados de extracción de núcleos y pruebas adicionales como la carbonatación. Esta colección de datos nos brindó una visión exacta del estado de la estructura del pabellón. A continuación, se introdujo la información en el programa de simulación estructural, donde se representó en tres dimensiones la estructura del pabellón, replicando la disposición de elementos portantes, las cargas y las condiciones de borde. Se determinaron las características de los materiales basándose en los hallazgos de laboratorio, empleando tanto las fuerzas gravitacionales como las sísmicas, conforme a las Normas Técnicas Peruanas y a las referencias internacionales para análisis no lineales. Con la totalidad del modelo estructural, se realizaron diversas técnicas de análisis, tales como el análisis estático lineal, el análisis modal espectral y el análisis no lineal estático Pushover. Los hallazgos del análisis pushover fueron contrastados con los estándares internacionales de desempeño estructural, que establecen límites tolerables para el movimiento, la aparición de rótulas plásticas y los niveles de perjuicio. La curva de capacidad fue analizada en función de la demanda sísmica anticipada para la región, permitiendo evaluar si la estructura exhibe un rendimiento óptimo (tales como "operativo", "seguridad vital" o "prevención de colapso"). Este análisis reveló si el comportamiento sísmico del pabellón es ideal o si es necesario realizar modificaciones estructurales para optimizar su rendimiento ante posibles terremotos.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

4.1.1. Resultados del Objetivo General

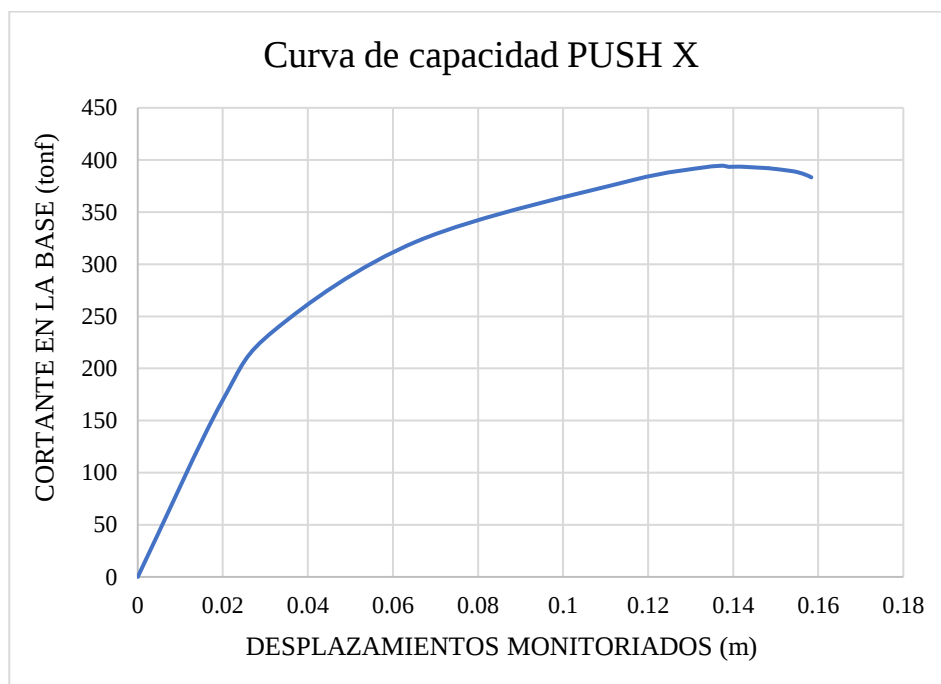
Una vez realizado el análisis no lineal pushover, obtuve los datos que servirán para tener un panorama más claro sobre cómo se comporta la estructura bajo cargas sísmicas, al haber modelado el comportamiento no lineal de los elementos estructurales según los parámetros del estándar ASCE 41, posteriormente haber asignado las rótulas plásticas, y ver que elementos estructurales fallan primero, en este caso hubo un caso mixto entre columnas y vigas, también haber obtenido la curva de capacidad, podemos armar mediante un gráfico los niveles de desempeño para cada bloque y para cada dirección de análisis, se pudo obtener un resultado no aceptable para las normativas nacionales e internacionales.

4.1.1.1.1. Curvas de Capacidad. Los gráficos obtenidos corresponden a las curvas de capacidad del pabellón evaluado en las direcciones dominantes. Estas curvas cuantitativas expresan la evolución del daño estructural en función del incremento del desplazamiento lateral. Y son necesarias para poder calcular los resultados del desempeño sísmico de las estructuras. El cambio en la pendiente de cada curva evidencia de manera macroscópica la pérdida de rigidez cinemática de la edificación, provocada por el daño local acumulado en las secciones transversales donde se asignaron las propiedades no lineales o rótulas plásticas (FEMA 440).

Por lo tanto, la curva de capacidad no es un parámetro estático, sino una caracterización dinámica e integral que registra la secuencia de falla y la ductilidad disponible del pabellón estructural, permitiendo asociar cuantitativamente un nivel de desplazamiento específico con un estado físico de daño macroestructural. A continuación, se muestran las gráficas para cada curva de capacidad, y para todas las direcciones de análisis.

Figura 24

Curva de Capacidad PUSH X (Bloque 1)



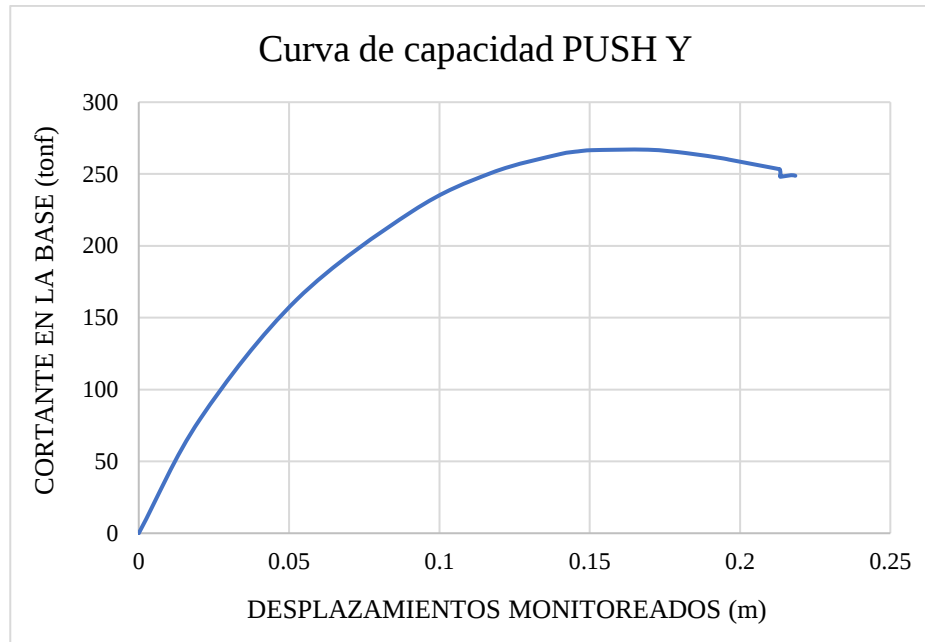
Nota. Datos obtenidos del programa de análisis estructural

En la Figura 24 se presenta la curva de capacidad lateral de la estructura obtenida mediante el análisis estático no lineal Pushover para la dirección de análisis (PUSH X) correspondiente al Bloque 1. Esta curva representa la evolución de la rigidez global de la edificación, al relacionar el cortante basal registrada en los apoyos de la base con el desplazamiento lateral monótonamente creciente medido en el nodo de control del último nivel.

A partir de la curva de capacidad es posible determinar el punto de desempeño del bloque mediante la intersección con la demanda sísmica correspondiente, lo que permite evaluar el comportamiento estructural esperado ante solicitaciones sísmicas. Asimismo, con la definición de dicho punto se podrán identificar los niveles de desempeño alcanzados por el Bloque 1 y verificar el cumplimiento de los criterios de seguridad establecidos para la estructura.

Figura 25

Curva de Capacidad PUSH Y (Bloque 1)



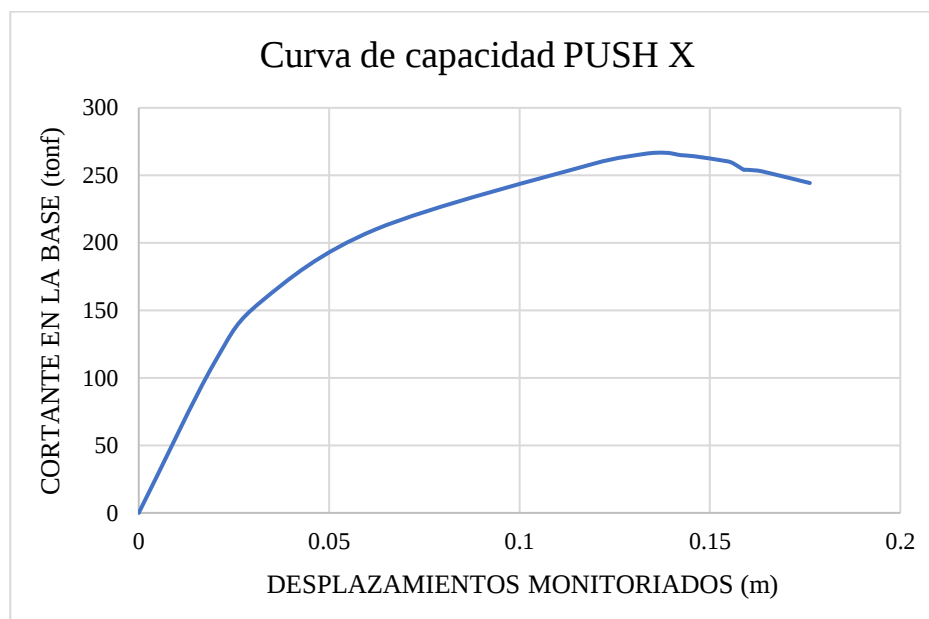
Nota. Datos obtenidos del programa de análisis estructural

En la Figura 25 se presenta la curva de capacidad lateral de la estructura obtenida mediante el análisis estático no lineal Pushover para la dirección de análisis (PUSH Y) correspondiente al Bloque 1. Esta curva representa la evolución de la rigidez global de la edificación, al relacionar el cortante basal (V) registrado en los apoyos de la base con el desplazamiento lateral monótonamente creciente medido en el nodo de control del último nivel.

A partir de la curva de capacidad es posible determinar el punto de desempeño del bloque mediante la intersección con la demanda sísmica correspondiente, lo que permite evaluar el comportamiento estructural esperado ante solicitaciones sísmicas. Asimismo, con la definición de dicho punto se podrán identificar los niveles de desempeño alcanzados por el Bloque 1 y verificar el cumplimiento de los criterios de seguridad establecidos para la estructura.

Figura 26

Curva de Capacidad PUSH X (Bloque 2)



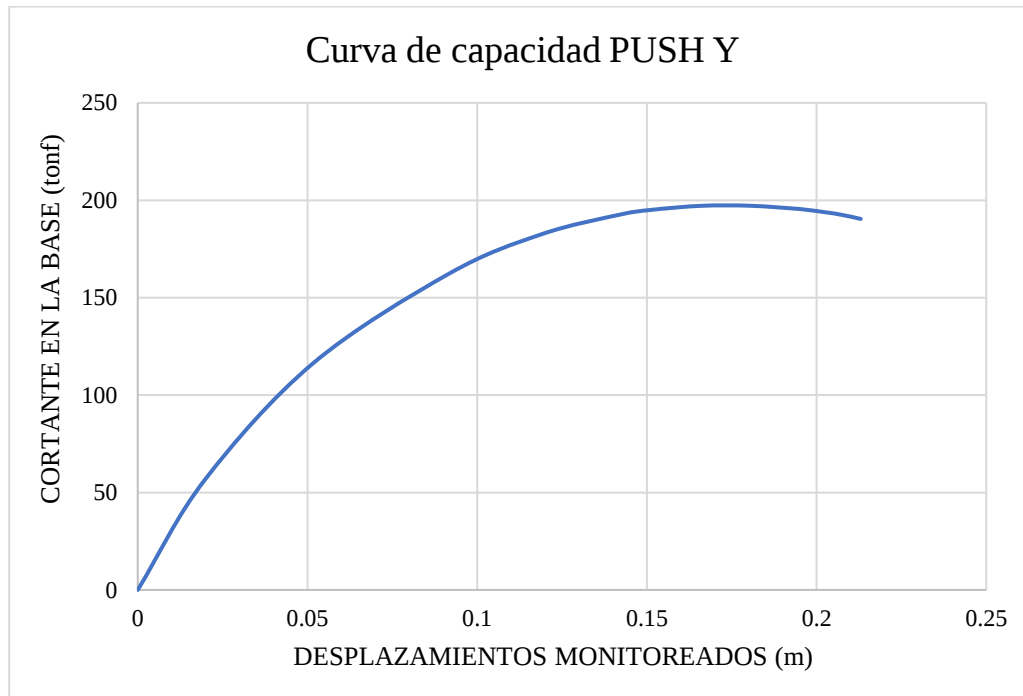
Nota. Datos obtenidos del programa de análisis estructural

En la Figura 26 se presenta la curva de capacidad lateral de la estructura obtenida mediante el análisis estático no lineal Pushover para la dirección de análisis (PUSH X) correspondiente al Bloque 1. Esta curva representa la evolución de la rigidez global de la edificación, al relacionar el cortante basal (V) registrado en los apoyos de la base con el desplazamiento lateral monótonamente creciente medido en el nodo de control del último nivel.

A partir de la gráfica de capacidad es factible calcular el punto de desempeño al interceptar la respuesta estructural con el espectro de demanda sísmica, facilitando la estimación del comportamiento global esperado. Del mismo modo, este punto operativo permite diagnosticar con precisión los estados de daño del Bloque 2, logrando confrontar cuantitativamente el cumplimiento de los niveles de seguridad y límites exigidos por la normativa vigente para salvaguardar la edificación.

Figura 27

Curva de Capacidad PUSH Y (Bloque 2)



Nota. Datos obtenidos del programa de análisis estructural

En la Figura 27 se presenta la curva de capacidad lateral de la estructura obtenida mediante el análisis estático no lineal Pushover para la dirección de análisis (PUSH Y) para el Bloque 2. Esta curva representa la evolución de la rigidez global de la edificación al relacionar el cortante basal registrada en los apoyos de la base con el desplazamiento lateral monótonamente creciente medido en el nodo de control del último nivel.

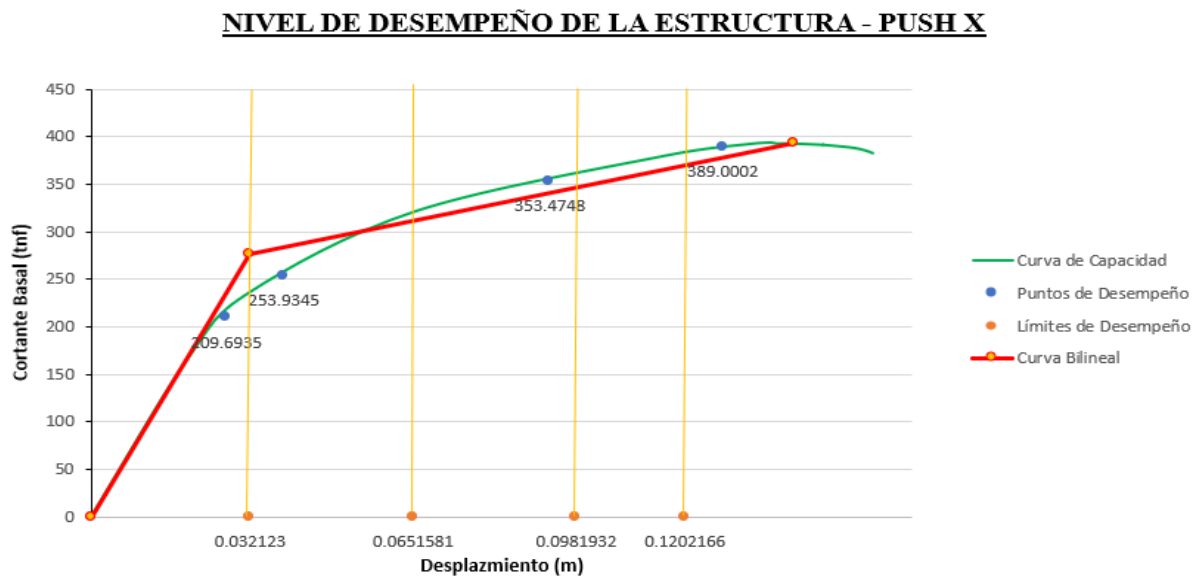
4.1.1.1.2. Niveles de Desempeño para el antiguo Pabellón. Posteriormente a esto, nos apoyamos del programa de análisis estructural para obtener la curva bilineal equivalente.

Junto a estos datos obtenidos, se definen los puntos de desempeño de la estructura, con ellos podemos encuadrarlos en las diferentes zonas de objetivos de desempeño que se exponen posteriormente.

La curva bilineal sirve para simplificar el comportamiento real de la estructura y poder aplicar formalmente el Procedimiento de Desplazamiento Objetivo del ASCE 41-17, junto a los puntos de desempeño y límites, para poder encontrar los niveles de desempeño de las estructuras.

Figura 28

Nivel de Desempeño del Bloque 1 en Dirección X



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

En la Figura 28 se puede observar que el primer punto de desempeño designado para la zona de totalmente operacional, está dentro del rango por lo que cumple con los objetivos de desempeño, para el segundo punto pertenece a la zona operacional por lo cual también cumple con lo solicitado, el tercer punto llega a la zona de seguridad de vida, casi al límite, y el último punto está sobrepasando la zona de prevención del colapso, por lo cual la estructura, **NO OFRECE UN DESEMPEÑO SÍSMICO ACEPTABLE.**

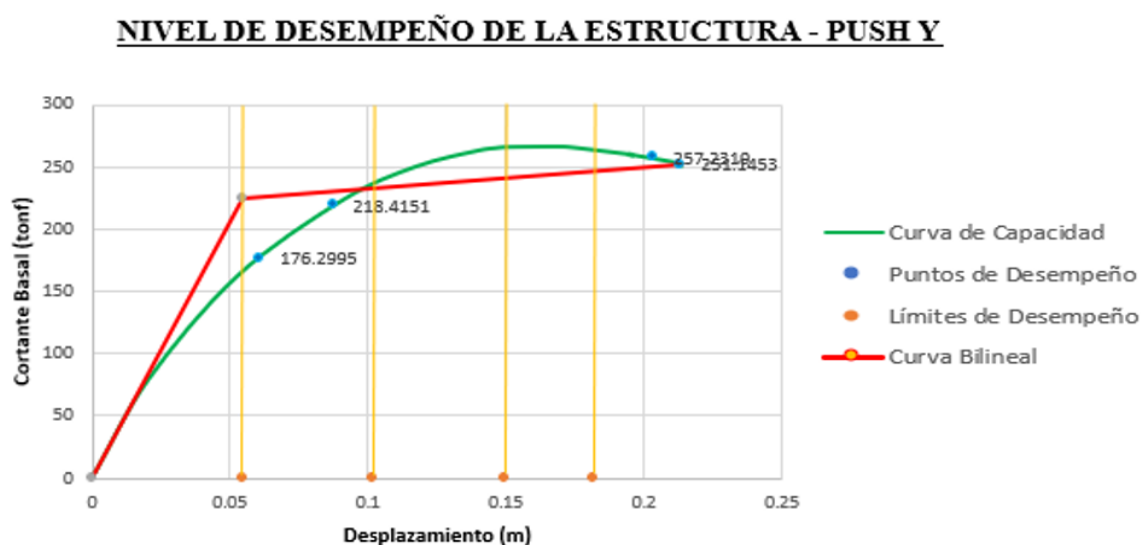
La curva de capacidad (color verde) expone la relación real entre la fuerza cortante basal (tnf) y el desplazamiento lateral (m) del Bloque 1 en la dirección X. La curva bilineal (color rojo) idealiza matemáticamente este comportamiento, esta curva se realizó en el programa de diseño

estructural, con la curva de capacidad, mostrando una primera etapa elástica rígida hasta alcanzar la fluencia, seguida de una etapa post-fluencia inelástica que se extiende hasta la capacidad máxima de la estructura. El primer cuadrante de la gráfica corresponde a un objetivo completamente operacional, el segundo cuadrante corresponde a un objetivo operacional, el tercer cuadrante corresponde a seguridad de vida, el cuarto cuadrante corresponde a prevención de colapso y el cuadrante continuo corresponde a un área donde la estructura ha llegado al colapso o daños severos en la estructura.

Los puntos de desempeño (color azul) señalan las demandas cinemáticas específicas de desplazamiento y cortante calculadas para diferentes niveles de intensidad sísmica evaluados en el proyecto. Por último, las líneas verticales y límites de desempeño (color naranja/amarillo) marcan los umbrales normativos de daño (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura).

Figura 29

Nivel de Desempeño del Bloque 1 en Dirección Y



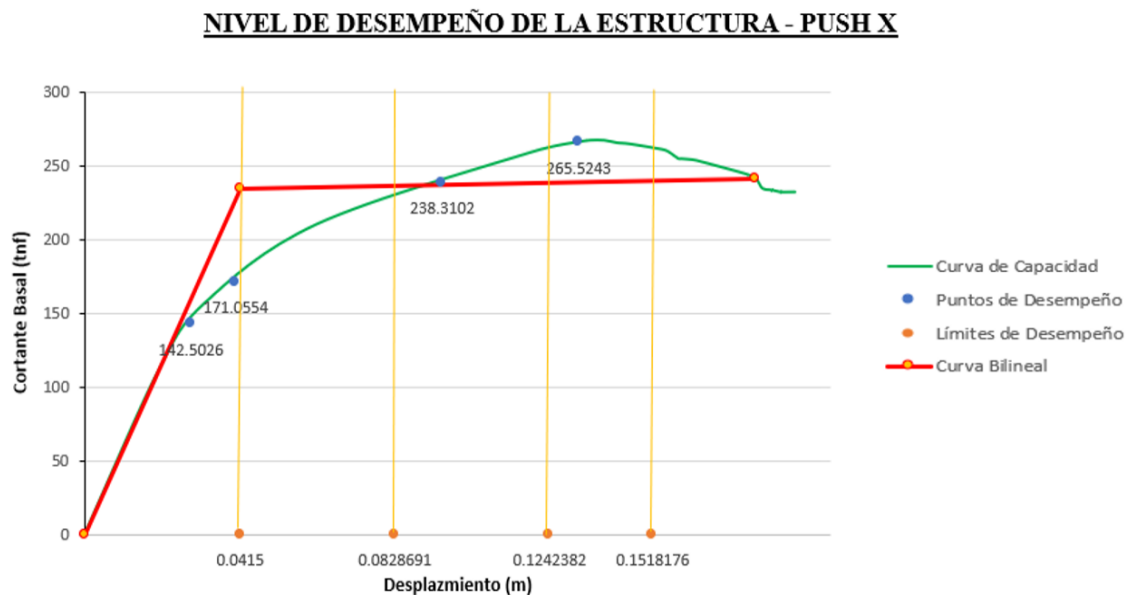
Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

En la Figura 29 se puede observar que el primer punto de desempeño designado para la zona operacional, está dentro del rango por lo que cumple con los objetivos de desempeño, para el segundo punto pertenece a la zona operacional por lo cual también cumple con lo solicitado, el tercer punto y el cuarto punto están sobrepasando la zona de prevención del colapso, por lo cual la estructura, **NO OFRECE UN DESEMPEÑO SÍSMICO ACEPTABLE.**

La curva de capacidad (representada en color verde) expone la relación real entre la fuerza cortante basal ($t_n f$) y el desplazamiento lateral horizontal (m) del Bloque 1 en la dirección sísmica Y, obtenida mediante un análisis estático no lineal (pushover). Por su parte, la curva bilineal equivalente (representada en color rojo) idealiza matemáticamente este comportamiento real para facilitar el cálculo estructural. Esta gráfica idealizada muestra claramente una primera etapa elástica rígida que se extiende linealmente hasta alcanzar el punto de fluencia de los materiales, seguida de una segunda etapa post-fluencia inelástica que modela la degradación de rigidez y las incursiones plásticas hasta llegar a la capacidad de deformación máxima de la estructura. El primer cuadrante de la gráfica corresponde a un objetivo completamente operacional, el segundo cuadrante corresponde a un objetivo operacional, el tercer cuadrante corresponde a seguridad de vida, el cuarto cuadrante corresponde a prevención de colapso y el cuadrante continuo corresponde a un área donde la estructura ha llegado al colapso o daños severos en la estructura. Los puntos de desempeño (color azul) señalan las demandas cinemáticas específicas de desplazamiento y cortante calculadas para diferentes niveles de intensidad sísmica evaluados en el proyecto. Por último, las líneas verticales y límites de desempeño (color naranja/amarillo) marcan los umbrales normativos de daño (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura), permitiendo verificar visualmente en qué estado de degradación estructural se encuentra el edificio bajo las demandas sísmicas analizadas.

Figura 30

Nivel de Desempeño del Bloque 2 en Dirección X



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

En la figura 30 se puede observar que el primer y segundo punto de desempeño designado para la zona operacional, está dentro del rango por lo que cumple con los objetivos de desempeño, el tercer punto pertenece a la zona seguridad de vida, por lo cual también cumple con lo solicitado, y el cuarto punto están sobrepasando la zona de seguridad de vida, por lo cual la estructura, **NO OFRECE UN DESEMPEÑO SÍSMICO ACEPTABLE**.

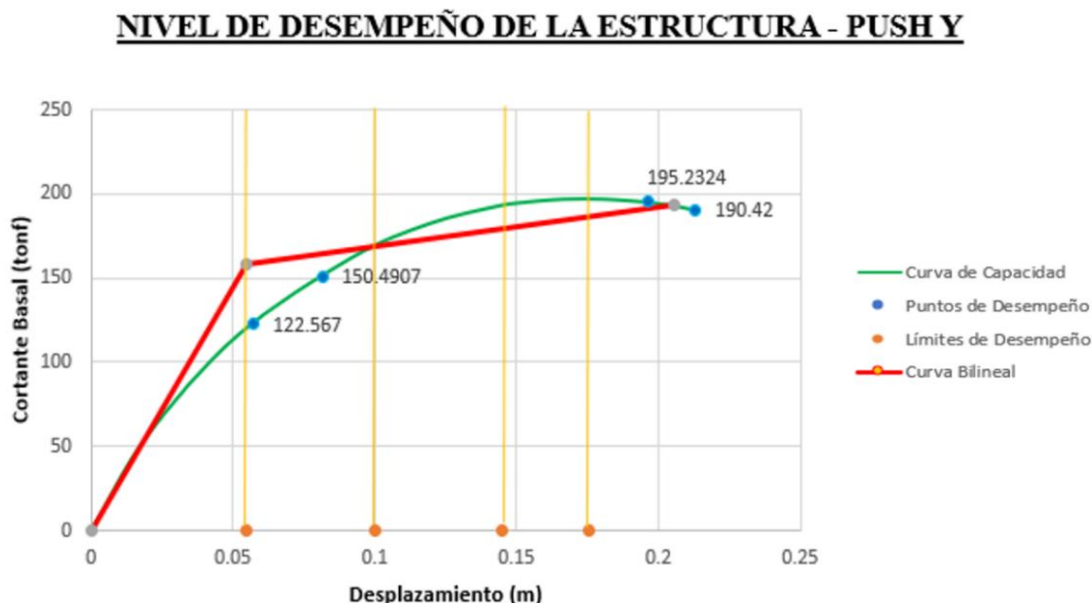
La curva de capacidad (color verde) expone la relación real entre la fuerza cortante basal (tnf) y el desplazamiento lateral (m) del Bloque 2 en la dirección X. La curva bilineal (color rojo) idealiza matemáticamente este comportamiento, mostrando una primera etapa elástica rígida hasta alcanzar la fluencia, seguida de una etapa post-fluencia inelástica que se extiende hasta la capacidad máxima de la estructura. El análisis e interpretación de los resultados obtenidos se fundamenta en la sectorización de la gráfica de capacidad y demanda, la cual se divide

estratégicamente en cuadrantes de comportamiento. El primer cuadrante de la gráfica corresponde a un objetivo de desempeño completamente operacional, caracterizado por una respuesta estructural elástica sin daños visibles. El segundo cuadrante corresponde a un objetivo operacional, donde la estructura experimenta degradaciones menores que no comprometen su funcionalidad inmediata. Avanzando en la curva de degradación, el tercer cuadrante corresponde al nivel de seguridad de vida, estado en el cual se aceptan daños estructurales y no estructurales significativos, pero garantizando la protección de los ocupantes. El cuarto cuadrante corresponde al umbral de prevención de colapso, representando el límite último de estabilidad antes de la pérdida global de soporte de carga lateral. Finalmente, el cuadrante continuo o zona residual corresponde a un área crítica donde la estructura ha llegado formalmente al colapso implícito o a daños severos e irreversibles en los elementos sismorresistentes primarios. Para la validación cuantitativa de este comportamiento, los puntos de desempeño, representados en color azul, señalan con precisión las demandas cinemáticas específicas de desplazamiento máximo en el techo y fuerza cortante basal, las cuales han sido calculadas para los diferentes niveles de intensidad y peligro sísmico evaluados en el proyecto. Por último, las líneas verticales y límites de desempeño, representadas en tonalidades naranja y amarillo, marcan rigurosamente los umbrales normativos de daño físico establecidos por los estándares de diseño sismorresistente (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso general de la edificación). Estos límites actúan como fronteras de control que permiten verificar visualmente, y de manera analítica, el estado de degradación estructural y el nivel de vulnerabilidad en el que se encuentra el edificio bajo las demandas sísmicas postuladas en la investigación. Esta evaluación exhaustiva resulta indispensable para identificar las zonas críticas que requieren reforzamiento, optimizando así la toma de decisiones técnicas. Adicionalmente, el análisis de dichas fronteras asegura que la

respuesta inelástica de los elementos estructurales se mantenga dentro de rangos tolerables que prevengan fallas frágiles repentinas.

Figura 31

Nivel de Desempeño del Bloque 2 en Dirección Y



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

En la figura 31 se puede observar que el primer punto de desempeño designado para la zona operacional, está dentro del rango por lo que cumple con los objetivos de desempeño, para el segundo punto pertenece a la zona operacional por lo cual también cumple con lo solicitado, el tercer punto y el cuarto punto están sobrepasando la zona de prevención del colapso, por lo cual la estructura, **NO OFRECE UN DESEMPEÑO SÍSMICO ACEPTABLE.**

La curva de capacidad (color verde) expone la relación real entre la fuerza cortante basal (tnf) y el desplazamiento lateral (m) del Bloque 2 en la dirección Y. La curva bilineal (color rojo) idealiza matemáticamente este comportamiento, mostrando una primera etapa elástica rígida hasta alcanzar la fluencia, seguida de una etapa post-fluencia inelástica que se extiende hasta la

capacidad máxima de la estructura. El primer cuadrante de la gráfica corresponde a un objetivo completamente operacional, el segundo cuadrante corresponde a un objetivo operacional, el tercer cuadrante corresponde a seguridad de vida, el cuarto cuadrante corresponde a prevención de colapso y el cuadrante continuo corresponde a un área donde la estructura ha llegado al colapso o daños severos en la estructura.

Los puntos de desempeño (color azul) señalan las demandas cinemáticas específicas de desplazamiento y cortante calculadas para diferentes niveles de intensidad sísmica evaluados en el proyecto. Por último, las líneas verticales y límites de desempeño (color naranja/amarillo) marcan los umbrales normativos de daño (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura), permitiendo verificar visualmente en qué estado de degradación estructural se encuentra el edificio bajo las demandas sísmicas analizadas.

4.1.2. Resultados para el Objetivo Específico 01

4.1.2.1. Fuerza Cortante Mínima. Para cada dirección examinada el nivel inicial del edificio debería tener una fuerza cortante que sea, como mínimo, el 80 % del valor obtenido a través del análisis estático para estructuras regulares y al menos el 90 % para las irregulares. Si es imprescindible aumentar el cortante para alcanzar los objetivos establecidos, todos los resultados obtenidos deberán ser escalonados en proporción, excepto los cambios (NTP. E.030, 2020).

La cortante de la base se obtiene de la fórmula del numeral 4.5.2 de la NTP. E.30, la fórmula describe lo siguiente:

Ecuación 38 Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$V = \frac{0.45 * 1.5 * 2.5 * 1.05}{8} * 423.8608$$

$$V = 93.88 \text{ tnf}$$

Dónde:

V = Cortante en la base

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Perfil de suelo

R = Coeficiente básico de reducción

P = Peso sísmico de la estructura

El valor del peso sísmico ya lo definimos en el software y ya solo tendríamos que extraerlo de las tablas de respuestas que nos ofrece el programa de análisis estructural, tomamos el peso que actúa en la base.

Tabla 11

Peso Sísmico del Bloque 1

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf
Story2	Peso de la estructura	Combination	Bottom	160.26
Story1	Peso de la estructura	Combination	Bottom	423.86

Nota. Peso sísmico extraído del programa de análisis estructural

Tabla 12

Peso Sísmico del Bloque 2

TABLE: Story Forces				
Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf
Story2	Peso de la estructura	Combination	Bottom	121.15
Story1	Peso de la estructura	Combination	Bottom	317.42

Nota. Peso sísmico extraído del programa de análisis estructural

Como consiguiente, es factible verificar la validez del análisis dinámico mediante el control de la fuerza cortante basal mínima en la edificación. Al evaluar las solicitudes sísmicas, se concluye que el control resulta conforme debido a que la fuerza cortante en la base supera el 80% de la fuerza estática equivalente, cumpliendo así con las exigencias normativas para estructuras regulares.

Tabla 13

Fuerza cortante mínima Bloque 1

	SISMO ESTÁTICO tonf	CORTANTE EN LA BASE tonf	80% SISMO ESTÁTICO tonf	CONTROL
DIRECCION XX	84.2862	93.88	67.42896	CONFORME
DIRECCION YY	-84.2862	-93.88	-67.42896	CONFORME

Nota. Fuerzas extraídas del programa de análisis estructural

Tabla 14

Fuerza cortante mínima Bloque 2

	SISMO ESTÁTICO tonf	CORTANTE EN LA BASE tonf	80% SISMO ESTÁTICO tonf	CONTROL
DIRECCION XX	57.6621	56.5883	46.12968	CONFORME
DIRECCION YY	-57.6621	-56.3981	-46.12968	CONFORME

Nota. Fuerzas extraídas del programa de análisis estructural

4.1.2.2. Control de Derivas. El control de derivas es un criterio de diseño que limita la distorsión lateral entre pisos (es decir, el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de una edificación) para asegurar el adecuado comportamiento estructural y no estructural durante un terremoto. Se realizó el análisis para calcular los desplazamientos relativos horizontales entre dos nodos (joints) ubicados en niveles consecutivos, divididos por la altura del entrepiso. Representan la deriva de entrepiso, tal como la define la norma E.030, y ninguno de estos drifts debe superar los límites descritos por la norma E.030 mostrado a continuación.

Tabla 15

Límites para la distorsión del entrepiso NTP. E.030

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005

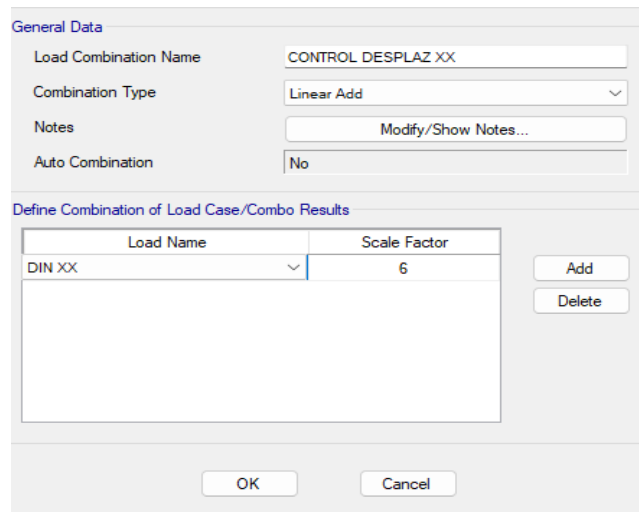
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. Límites para las derivas obtenidas de la NTP. E.030, 2019.

Se examinaron todas las distorsiones laterales proporcionadas por el software, precisando que los desplazamientos inelásticos reales se calcularon amplificando por $0.75 \times R$ las respuestas elásticas obtenidas del análisis lineal bajo fuerzas sísmicas reducidas en ambas direcciones. Para esta configuración estructural basada en un sistema de pórticos de concreto armado, el coeficiente básico de reducción sísmica adoptó un valor de 8, permitiendo verificar con mayor rigurosidad el cumplimiento de las derivas máximas establecidas por la normativa vigente. Este procedimiento permitió evaluar con mayor representatividad el comportamiento lateral sísmico de la estructura. El análisis incorporó la incursión en el rango inelástico, la disipación de energía del sistema estructural y la variación progresiva de su rigidez lateral.

Figura 32

Solicitaciones sísmicas reducidas dirección X



General Data

Load Combination Name: CONTROL DESPLAZ XX

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
DIN XX	6

Add

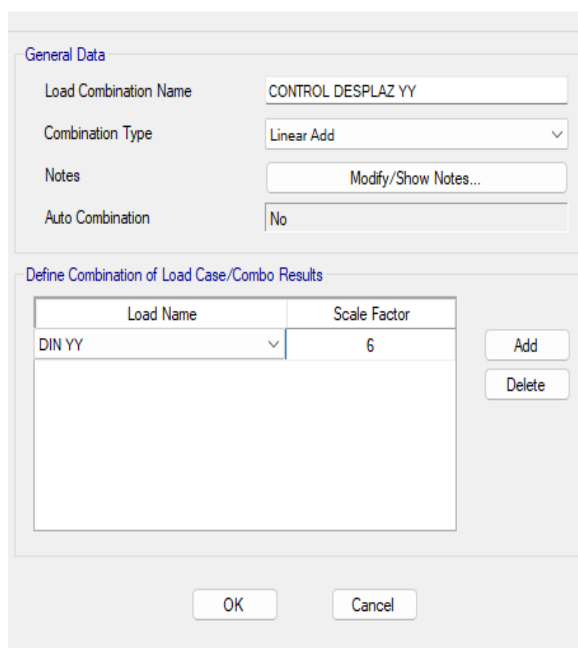
Delete

OK Cancel

Nota. Extraído del programa de análisis estructural

Figura 33

Solicitaciones sísmicas reducidas dirección Y



General Data

Load Combination Name: CONTROL DESPLAZ YY

Combination Type: Linear Add

Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
DIN YY	6

[Add](#) [Delete](#)

[OK](#) [Cancel](#)

Nota. Extraído del programa de análisis estructural

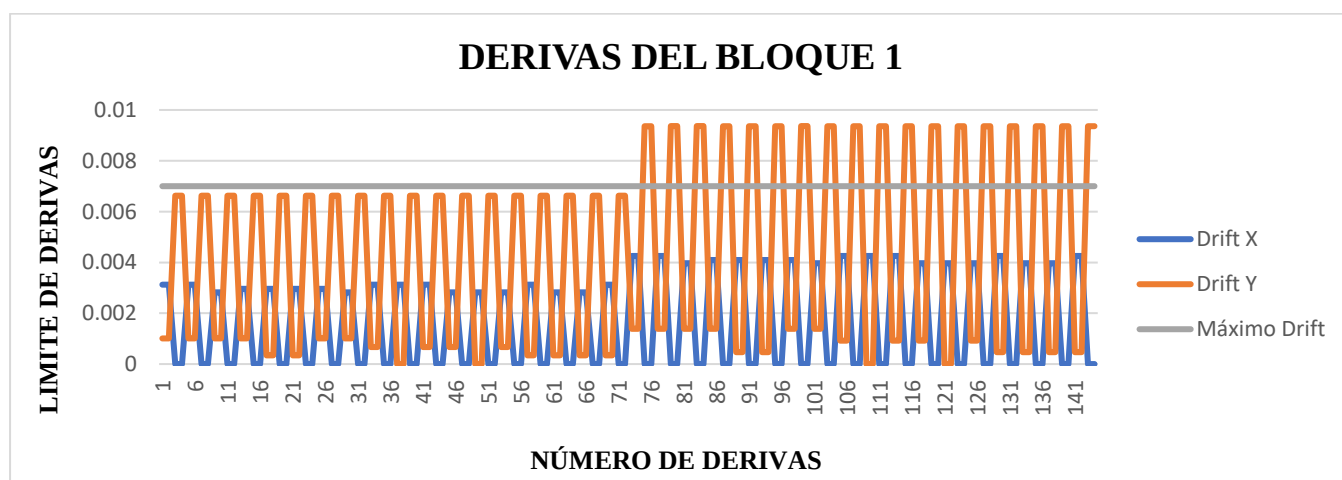
Se examinaron detalladamente todas las derivas correspondientes al bloque 1, considerando un total de 144 valores, con la finalidad de determinar si alguna de ellas superaba los límites máximos establecidos por la normativa vigente para estructuras de concreto armado. Para ello, se realizó una revisión integral de todos los joint drifts obtenidos del modelo estructural, evaluando el comportamiento de la edificación en ambas direcciones principales de análisis.

Como resultado de la evaluación, se concluyó que en la dirección X las derivas presentan un comportamiento aceptable, manteniéndose dentro de los rangos permisibles establecidos por la norma. Sin embargo, en la dirección Y se identificaron valores más críticos, alcanzándose derivas máximas de 0.00937 en dicha dirección, mientras que en la dirección X el valor máximo registrado fue de 0.00426. Estos resultados evidencian la existencia de un desequilibrio de rigidez en la

dirección Y, situación que no resulta recomendable de acuerdo con los criterios de regularidad y desempeño estructural establecidos en las normativas de nuestro país, ya que podría generar una respuesta sísmica desfavorable ante eventos de mayor intensidad. A continuación, se presenta un diagrama que resume y representa gráficamente las deformaciones y desplazamientos experimentados por la estructura en su conjunto.

Figura 34

Derivas o drifts del Bloque 1



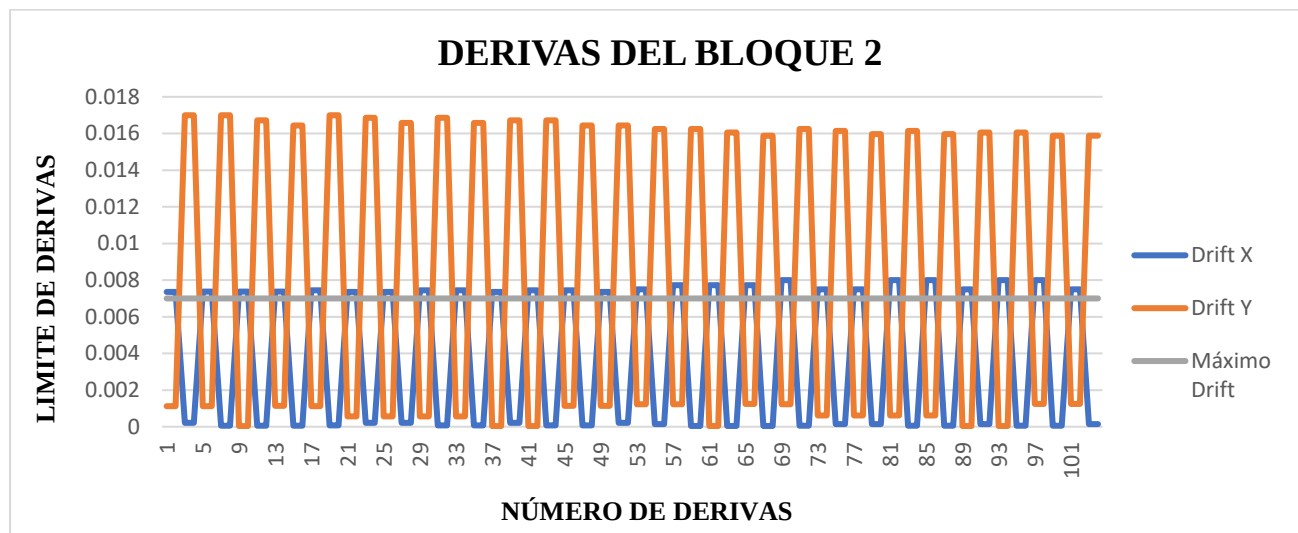
Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

Se realizó la revisión de la totalidad de las derivas del Bloque 2, sumando un total de 104 valores analizados, con el propósito de verificar si alguna de ellas sobrepasa los límites fijados por la normativa de construcción para estructuras de concreto armado. Tras evaluar cada uno de los joint drifts o derivas, se estableció que la estructura muestra en la dirección X un comportamiento aceptable y dentro de los rangos permitidos. Sin embargo, en la dirección Y se observa que prácticamente todas las derivas exceden el límite estipulado por la Norma E.030, evidenciando un desempeño deficiente en dicha dirección. Los resultados obtenidos evidencian que la deriva máxima en la dirección X alcanza un valor de 0.008 m, mientras que en la dirección Y se registra

un valor de hasta 0.017 m, superando de manera significativa los límites establecidos por la normativa sismorresistente peruana. En consecuencia, el comportamiento observado indica claramente que el diseño estructural evaluado no cumple con los criterios de aceptación y distorsión máxima exigidos por la normativa vigente. A continuación, se presenta un gráfico detallado que sintetiza de manera comparativa el comportamiento global de las derivas de entropiso de la estructura en ambas direcciones principales de análisis.

Figura 35

Derivas o drifts del Bloque 2



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

4.1.2.3. Modos de Vibración. Continuando con la masa participante acumulada, según el artículo 29.1 de la norma técnica peruana E.030 se exige que en cada dirección de análisis (X e Y) se consideren tantos modos de vibración hasta que la suma de las masas efectivas acumuladas (Sum UX y Sum UY) sea por lo menos el 90% de la masa total. En esta investigación, el análisis modal capturó el 100% de la masa total en todas las direcciones analizadas, asegurando así que este control satisface de manera plena los requisitos de la Norma E.030.

Tabla 16

Proporciones de la Masa Participante en los Modos Bloque 1

Modo	Periodo (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.407	0	0.958	0	0.958	0	0
2	0.313	0.931	0	0.931	0.958	0	0
3	0.271	0	0	0.931	0.958	0.937	0.937
4	0.114	0.026	0.041	0.957	1	0.024	0.961
5	0.089	0.002	0	0.958	1	0.037	0.998
6	0.076	0.041	0	1	1	0.002	1

Nota. Datos obtenidos del software de análisis estructural

Para el criterio de Regularidad y Configuración Estructural (Modos Fundamentales), el comportamiento dinámico de la estructura es conforme. El Modo 1 ($T = 0.407$) corresponde a una traslación pura en la dirección Y ($UY = 95.8\%$). El Modo 2 ($T = 0.313$) corresponde a una traslación pura en la dirección X ($UX = 93.1\%$). El modo fundamental de torsión RZ corresponde correctamente al Modo 3 ($T = 0.271$). Esto demuestra que la estructura posee un adecuado balance de rigideces laterales y perimetrales, minimizando los efectos destructivos por acoplamiento torsional en los primeros modos. Cumplimiento del Artículo 29.1 de la Norma E.030 (Masa Participante) la exigencia que en cada dirección de análisis se consideren tantos modos de vibración hasta que la suma de las masas efectivas acumuladas sea, como mínimo, el 90% de la masa total de la edificación. Para el eje X, el requisito se satisface en el Modo 2 alcanzando un 93.1% ($SUX = 0.931 > 0.90$). Para el eje Y, el requisito se satisface en el Modo 1 alcanzando un 95.8% ($SUY = 0.958 > 0.90$). Alcanzar estos porcentajes de manera tan temprana, llegando al 100% en el Modo 6, confirma la correcta asignación de los diafragmas rígidos y la ausencia de modos locales que distorsionen el análisis dinámico.

Tabla 17

Proporciones de la Masa Participante en los Modos Bloque 2

Modo	Periodo (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.562	0	0.925	0	0.9248	0.0001	0.0001
2	0.388	0.9343	0	0.9343	0.0261	0	0
3	0.382	0	0.0001	0.9343	0.9249	0.9332	0.9333
4	0.152	0	0.0751	0.9343	1	0	0.0300
5	0.112	0.0322	0	0.9665	1	0.0295	0.9628
6	0.104	0.0334	0	1	1	0.0372	1

Nota. Datos obtenidos del software de análisis estructural

A su vez para el bloque 2, para el criterio de Regularidad y Configuración Estructural (Modos Fundamentales), el comportamiento dinámico de la estructura es altamente eficiente y ordenado. El Modo 1 ($T = 0.562$) corresponde a una traslación pura en la dirección Y ($UY = 92.5\%$). El Modo 2 ($T = 0.388$) corresponde a una traslación pura en la dirección X ($UX = 93.4\%$). El modo fundamental de torsión RZ corresponde correctamente al Modo 3 ($T = 0.382$). Esto demuestra que la estructura posee un adecuado balance de rigideces laterales y perimetrales, minimizando los efectos destructivos por acoplamiento torsional en los primeros modos. Cumplimiento también con el Artículo 29.1 de la Norma E.030 (Masa Participante) la exigencia que en cada dirección de análisis se consideren tantos modos de vibración hasta que la suma de las masas efectivas acumuladas sea, como mínimo, el 90% de la masa total de la edificación. Para el eje Y, el requisito se satisface en el Modo 1 alcanzando un 92.5% ($SUY = 0.925 > 0.90$). Para el eje X, el requisito se satisface en el Modo 2 alcanzando un 93.4% ($SUX = 0.934 > 0.90$). Alcanzar

estos porcentajes de manera tan temprana, llegando al 100% en el Modo 6, confirma la correcta asignación de los diafragmas rígidos y la ausencia de modos locales que distorsionen el análisis dinámico.

4.1.3. Resultados para el Objetivo Específico 02

4.1.3.1. Verificación de Objetivos de Desempeño para el pabellón según el Comité VISION 2000. El estudio de Pushover reveló que la estructura no lograba un rendimiento sísmico óptimo, debido a su baja rigidez y diversas deficiencias, lo que exigió plantear mejoras para cumplir los objetivos de una edificación de categoría A. Se evaluó detalladamente su comportamiento estructural mediante un análisis estático no lineal (pushover) en las direcciones ortogonales X e Y, con la finalidad de identificar con precisión sus necesidades específicas de reforzamiento o rigidización lateral.

Tabla 18

Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 1

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años			X	
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 19

Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 1

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años		X		
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 20

Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 2

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años			X	
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 21

Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 2

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años		X		
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Las tablas previamente mostradas establecen las metas de desempeño sísmico obligatorias que deben cumplir las estructuras clasificadas en la Categoría A, correspondientes a edificaciones esenciales. Para este tipo de infraestructura, la normativa exige que la edificación se mantenga completamente operativa frente a sismos habituales y ocasionales, asegurando la continuidad de sus funciones sin interrupciones. Asimismo, ante la ocurrencia de sismos extremadamente raros, se requiere que la estructura alcance, como mínimo, el nivel operativo para salvaguardar la vida de los ocupantes. Como se demuestra en los análisis de las tablas anteriores, tanto el Bloque 1 como el Bloque 2 del pabellón de la Institución Educativa no cumplen con los parámetros de control establecidos por el estándar VISION 2000. Esta condición crítica pone en duda el desempeño real y la capacidad de respuesta que tendría la estructura ante sismos severos, incrementando el riesgo de vulnerabilidad. Por lo tanto, resulta indispensable intervenir la estructura mediante un proyecto de mejora o reforzamiento estructural.

4.1.4. Resultados para el Objetivo Específico 03

Para mejorar los puntos previamente dichos se decidió añadir muros de concreto armado (muros de corte), que mejorarían la rigidez lateral de la estructura, en ambas direcciones, se optó que para el Bloque 1 habría que adicionar a la estructura actual, 4 muros en dirección Y cercanos al centro de masa de una longitud de 1.20 m de largo y 0.15 m de espesor, y 4 muros en dirección X dispersos cerca de las esquinas de la estructura de 1.20 m de largo y 0.15 m de espesor para evitar la torsión que se podría ocasionar por un desbalance de rigidez. Además, para el Bloque 2 se optó por adicionar 4 muros en el sentido X y 2 muros en el sentido Y, con dimensiones de 1.20 m de largo y 0.15 m de espesor, al igual que al primer bloque.

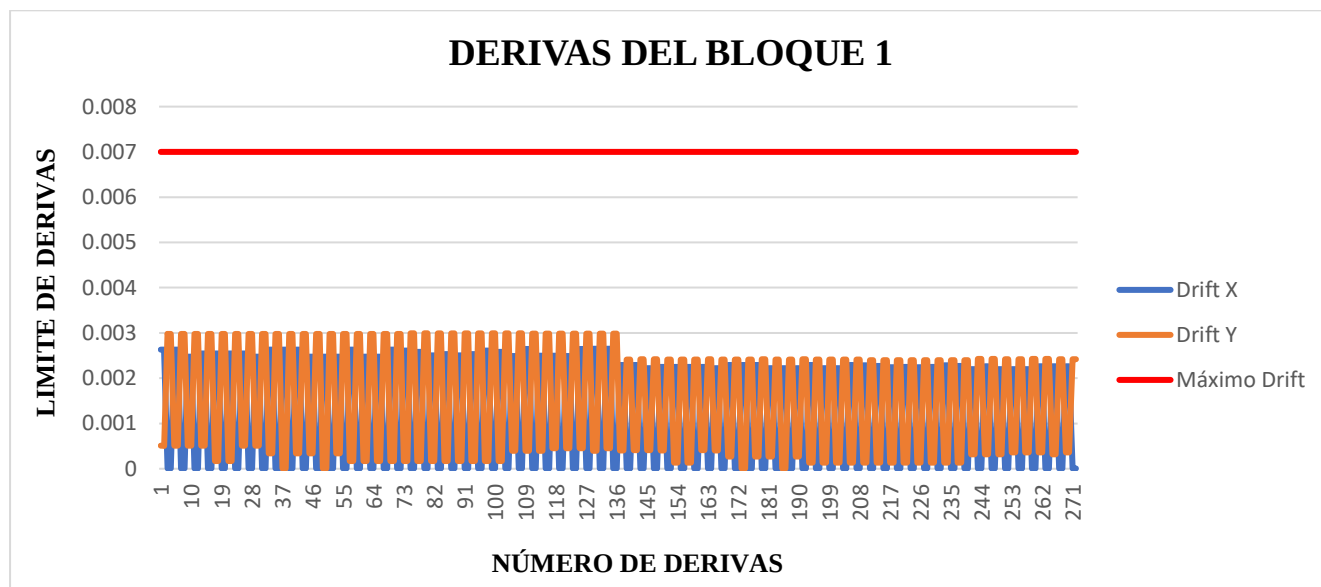
4.1.4.1. Control de Derivas. Se efectuó una revisión integral y minuciosa de todas las derivas laterales presentes en la estructura analizada, considerando para ello un total de 272 valores de deriva distribuidos en los diferentes niveles, ejes y direcciones principales de la edificación. Esta evaluación tuvo como finalidad principal verificar de manera rigurosa si alguna de las derivas obtenidas excedía los límites máximos permisibles establecidos por la normativa vigente para edificaciones de concreto armado, específicamente los criterios contemplados en la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

Luego de desarrollar el análisis detallado de cada uno de los joint drifts o derivas de entrepiso generados por la modelación estructural, se determinó que, posterior a la incorporación de los muros de concreto armado propuestos como medida de reforzamiento, la totalidad de las derivas resultantes se mantiene dentro de los rangos admisibles exigidos por la normativa vigente. Ello evidencia que la propuesta de intervención estructural permitió mejorar de manera considerable la respuesta lateral de la edificación, logrando un control más eficiente de los desplazamientos relativos entre niveles y reduciendo los efectos asociados a deformaciones

excesivas durante un evento sísmico. Estos resultados evidencian una reducción importante de los desplazamientos relativos entre pisos, lo cual refleja un mejor control de las deformaciones laterales de la estructura ante la acción sísmica y una distribución más uniforme de esfuerzos en los distintos elementos resistentes. Asimismo, demuestran una mejora significativa en la rigidez lateral, en la estabilidad global del sistema estructural y en el comportamiento sísmico general de la edificación, incrementando su capacidad de respuesta frente a sollicitaciones sísmicas severas y favoreciendo un desempeño más confiable ante escenarios de alta demanda sísmica. Del mismo modo, la incorporación de los muros de concreto armado contribuye a disminuir la vulnerabilidad estructural existente y elevar el nivel de seguridad para los ocupantes del pabellón. En consecuencia, la alternativa de reforzamiento propuesta representa una solución técnicamente viable para optimizar el desempeño estructural de la edificación, proporcionando mayores condiciones de seguridad, estabilidad y eficiencia frente a futuros movimientos sísmicos.

Figura 36

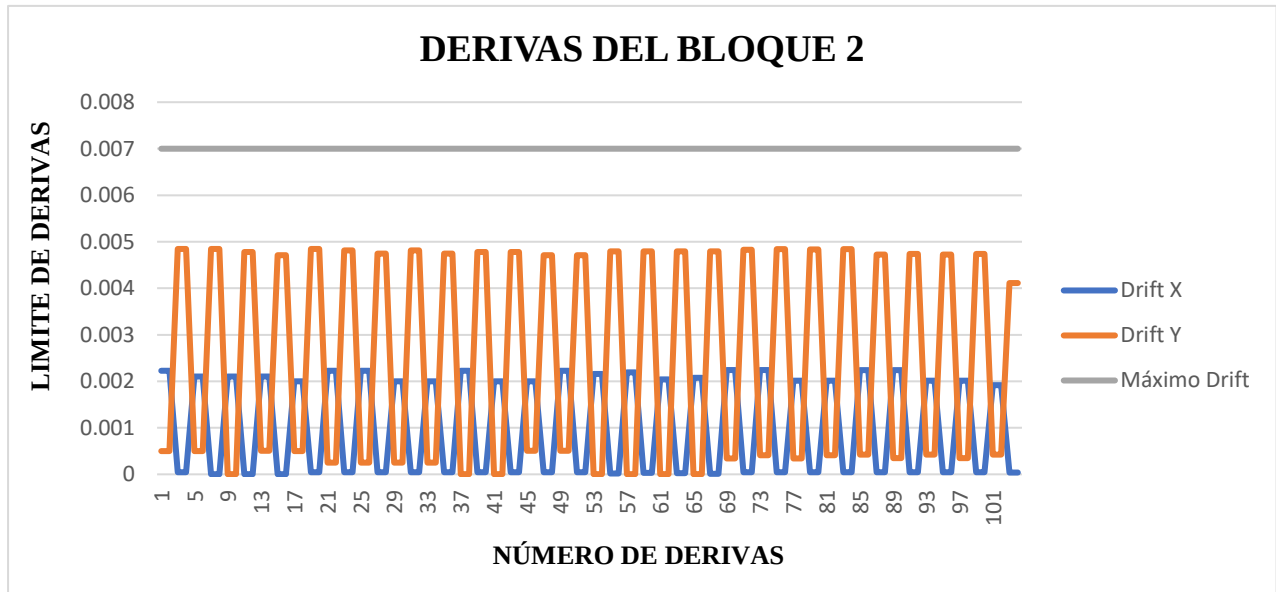
Nuevas Derivas o drifts del Bloque 1



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

Figura 37

Nuevas Derivas o drifts del Bloque 2



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

A partir de los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal, se determina que las distorsiones de entrepiso (derivas o story drifts) calculadas tanto en la dirección X como en la dirección Y cumplen estrictamente en su totalidad con las exigencias de seguridad sismorresistente. Ninguno de los valores máximos evaluados en la altura de la edificación supera el límite máximo permisible de 0.007, establecido explícitamente en la Tabla N° 11 de la Norma Técnica de Edificación E.030.

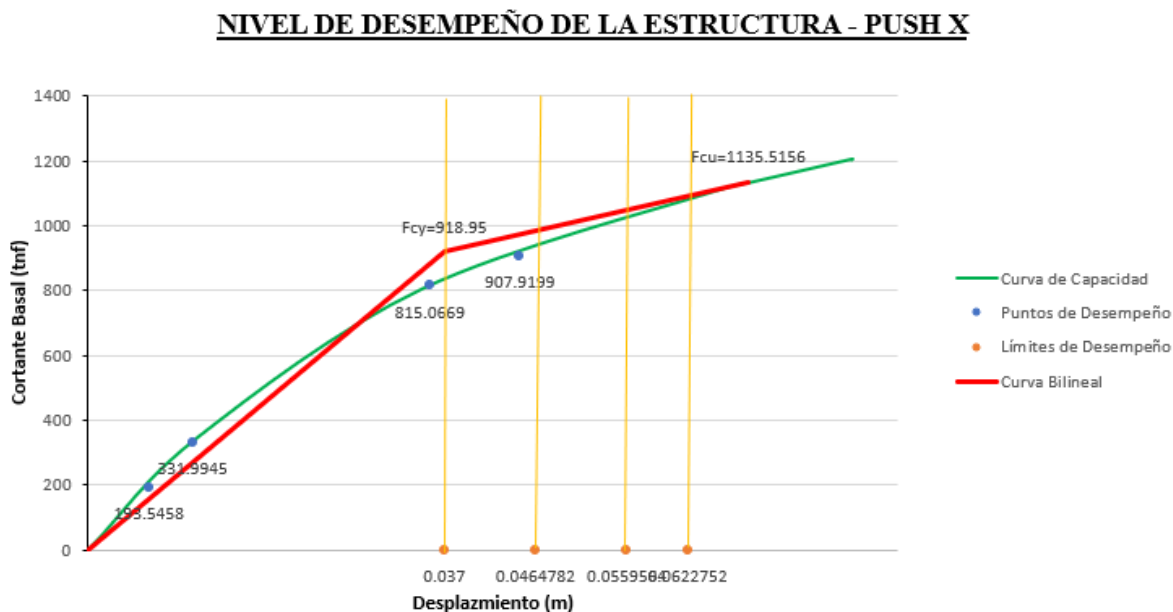
Con base en este cumplimiento, se puede concluir de manera categórica que el sistema estructural estructurado a base de muros de concreto armado (placas) posee una rigidez lateral óptima y una adecuada distribución geométrica en planta, lo que mitiga eficazmente los efectos de la torsión y los desplazamientos laterales. Esta configuración optimiza el control de distorsiones, reduciendo el riesgo de daños severos ante sismos severos.

4.1.5. Resultados para el Objetivo Específico 04

4.1.5.1. Nuevos Niveles de Desempeño del Pabellón con Muros de Corte

Figura 38

Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 1 en Dirección X



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

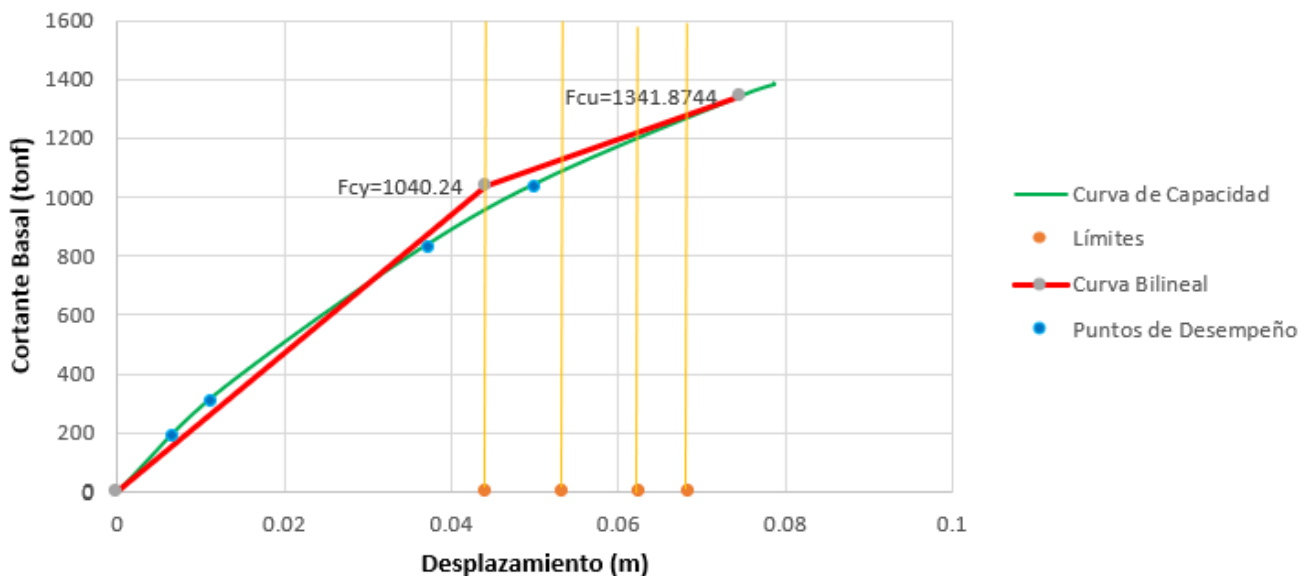
A través del análisis estático no lineal (pushover), se determinó el comportamiento de fuerza-deformación (curva verde) para el Bloque 1 en el sentido X, vinculando la resistencia al corte basal (tnf) con el desplazamiento horizontal en la azotea. Para simplificar el diseño, la aproximación bilineal (línea roja) divide la respuesta del edificio en dos intervalos mecánicos: una primera etapa elástica que finaliza al iniciarse la plastificación del refuerzo, y un segundo segmento de menor rigidez que representa el endurecimiento del concreto armado hasta su punto de máxima resistencia estática, antes de manifestar síntomas de inestabilidad y pérdida de carga. Los indicadores circulares en azul localizan los puntos de control cinemático, determinando el desplazamiento inelástico real que experimentará el sistema estructural según la severidad del

movimiento telúrico analizado. Complementariamente, los umbrales señalados sobre las líneas verticales amarillas funcionan como fronteras de daño operacional (Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura), permitiendo auditar visualmente el nivel de degradación progresiva, la formación de rótulas plásticas y la reserva de estabilidad global que conservan los muros de corte frente a las demandas sísmicas de diseño planteadas. Mediante esta auscultación, el diseñador estructural puede mapear los estados de daño locales en los elementos de rigidez principal, asegurando un margen de seguridad adecuado contra el colapso global de la edificación.

Figura 39

Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 1 en Dirección Y

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA - PUSH Y



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

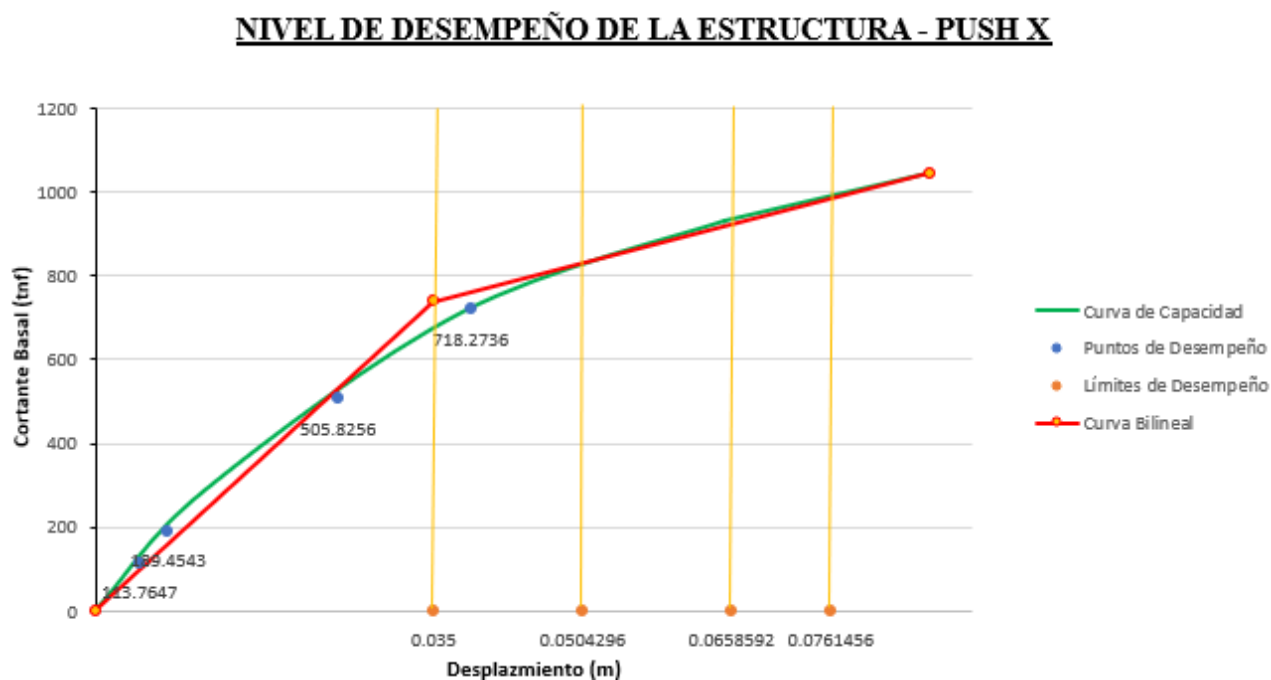
El diagrama revela, tras la instalación de los muros de corte, la curva verde que conecta el cortante en la base (Tnf) con el desplazamiento (m), calculada a través del análisis pushover en la

dirección Y del Bloque 1. La curva bilineal revela el comportamiento elástico del sistema hasta su punto de fluencia; al modificar la pendiente, se revela el comienzo de la fase plástica, que se prolonga hasta alcanzar la resistencia máxima. El umbral de decadencia revela que la estructura ha alcanzado su límite y está al borde del colapso.

Los puntos azules simbolizan las fluctuaciones máximas anticipadas durante el terremoto de diseño, a partir de la respuesta irregular de la estructura. Los puntos amarillos marcan los límites máximos para cada meta alcanzada, ilustrando cómo la demanda sísmica y la fortaleza estructural se entrelazan en un vínculo íntimo.

Figura 40

Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 2 en Dirección X



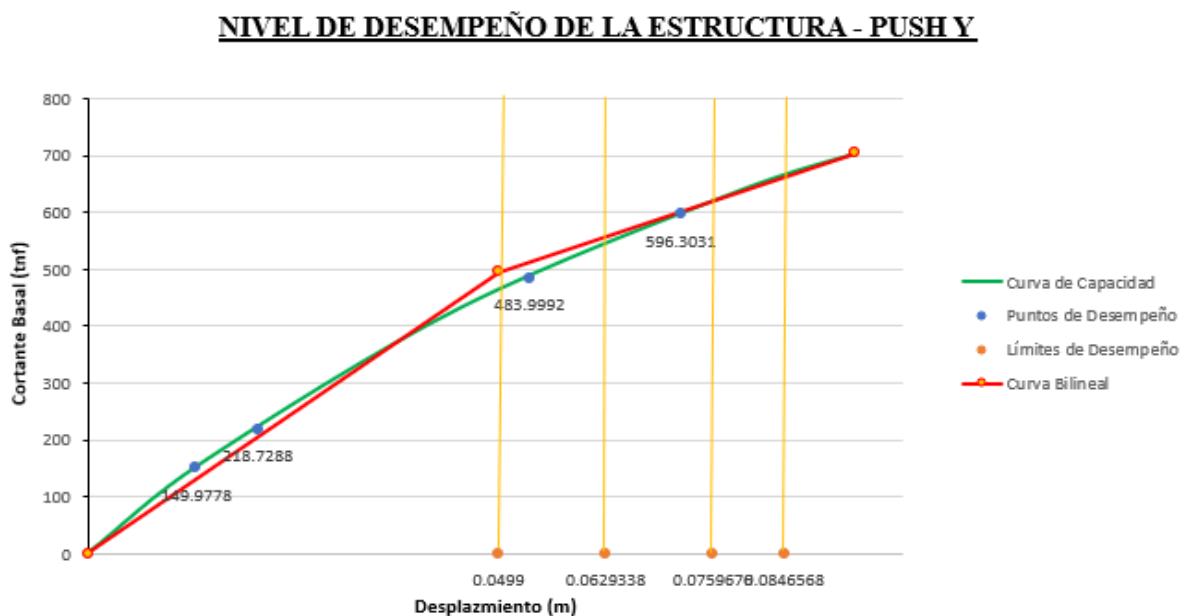
Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

Mediante la implementación del análisis estático no lineal (pushover), se obtuvo la curva de capacidad global (representada en color verde) para el Bloque 2 en su sentido X, relacionando

de forma directa el esfuerzo de corte en la base (tnf) frente a la deformación lateral del edificio. Como herramienta de aproximación, la traza bilineal (de color rojo) segmenta la respuesta estructural en dos regímenes claros: una fase inicial puramente elástica lineal que culmina al alcanzarse el umbral de fluencia del acero, seguida por una pendiente post-fluencia que describe el endurecimiento y la disipación plástica de energía antes de experimentar la pérdida de capacidad de carga por degradación mecánica. Los nodos de color azul mapean los puntos de desempeño calculados, los cuales reflejan el desplazamiento inelástico objetivo esperado en la estructura bajo diferentes aceleraciones sísmicas. Asimismo, los marcadores distribuidos en las franjas amarillas y naranjas actúan como testigos técnicos de los estados de daño límite (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura), facilitando la verificación del nivel de seguridad remanente de los muros de corte antes de aproximarse al colapso global de la edificación.

Figura 41

Nuevos Niveles de Desempeño del Bloque 2 en Dirección Y



Nota. Datos analizados y plasmados en el programa Excel

El gráfico ilustra la curva de capacidad (trazada en verde) para el Bloque 2 en la dirección Y, la cual detalla de forma directa la evolución del cortante basal (tnf) en función del desplazamiento lateral (m) mediante el análisis estático no lineal (pushover). Superpuesta a esta, la gráfica bilineal (trazada en rojo) idealiza matemáticamente la respuesta de la estructura; su primera pendiente define la rigidez elástica inicial hasta el límite de fluencia, mientras que el segundo tramo representa la etapa de endurecimiento y deformación inelástica hasta alcanzar la capacidad de carga máxima, punto a partir del cual el edificio inicia su degradación de resistencia hacia el colapso. Por otro lado, los puntos de desempeño (identificados en azul) marcan las demandas cinemáticas específicas de desplazamiento y fuerza que los distintos niveles de sismicidad evaluados imponen sobre la estructura. Finalmente, las líneas verticales junto a los indicadores de color naranja/amarillo delimitan los niveles de desempeño estructural establecidos por normativas internacionales (tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso y Colapso general de la estructura), permitiendo clasificar cuantitativamente el daño y la reserva de estabilidad del edificio frente a las demandas del sismo de diseño.

4.1.5.2. Verificación de Objetivos de Desempeño con Muros de Corte. Tras añadir los muros de corte meticulosamente colocados en las rutas principales de la estructura, se retomó el análisis pushover. Los hallazgos revelan una notable elevación en la robustez y resistencia del pabellón. La curva de capacidad revela una capacidad basal superior y movimientos precisos, alcanzando así las metas de rendimiento sísmico dictadas por la normativa. En consecuencia, se determina que, tras reforzar el bloque del pabellón con muros de concreto armado, su rendimiento estructural se ajusta y cumple con las exigencias sísmicas anticipadas. La rigidez se incrementó, sin exagerar, y el rendimiento sísmico de la estructura se optimizó.

Tabla 22

Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 1

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 23

Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 1

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 24

Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección X del Bloque 2

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Tabla 25

Nuevos Objetivos de desempeño en la dirección Y del Bloque 2

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X	X	

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

4.2. Discusiones

Los hallazgos derivados de la presente investigación corroboraron de manera concluyente la hipótesis planteada originalmente. Se confirmó que, para cada uno de los niveles de peligro sísmico parametrizados por las condiciones del comité VISION 2000 y el estándar internacional ASCE 41-17, el estado estructural existente del pabellón antiguo de la Institución Educativa Emblemática República Argentina exhibía deficiencias considerables que no deben descuidarse. Estas limitaciones mecánicas impidieron una respuesta dinámica óptima frente a sollicitaciones sísmicas de moderada y alta intensidad. El análisis no lineal demostró que la combinación de una baja resistencia a la compresión en elementos principales y un diseño que no contemplaba la ductilidad necesaria propiciaron una degradación de rigidez prematura, situando a la estructura original fuera de las franjas de seguridad admisibles para infraestructura de uso público. En lo concerniente al marco normativo nacional, el diagnóstico de la edificación existente evidenció deficiencias explícitas a los lineamientos de la Norma Técnica de Edificación NTE E.030-2018. En primer término, se identificó el incumplimiento del Artículo 17, el cual restringe los sistemas estructurales admisibles en función de la zonificación y la importancia de la edificación. Al estar catalogado el proyecto como una estructura esencial (Categoría A2) y ubicarse en la Zona Sísmica 4, la normativa incentiva a los ingenieros responsables de cada proyecto a ser meticulosos con el cumplimiento del diseño, y preparar a la estructura para las diferentes cargas que se puedan presentar. Las deficiencias cualitativas mencionadas se tradujeron en un comportamiento cinemático deficiente durante las simulaciones analíticas. El análisis dinámico lineal, reveló que las demandas de desplazamiento y las distorsiones de entrepiso (story drifts) rebasaron ampliamente el límite máximo de 0.007 estipulado en el Artículo 32 de la NTE E.030-2018 para estructuras de concreto armado. La incapacidad de los pórticos y muros existentes para disipar

energía de manera uniforme provocó la formación prematura de rótulas plásticas en las secciones críticas de las columnas, en lugar de focalizarse en las vigas. Este mecanismo de falla inelástica invirtió el criterio de "columna fuerte - viga débil", comprometiendo la estabilidad global del pabellón ante el sismo de diseño y confirmando una vulnerabilidad que exigía una intervención estructural inmediata a través de una ingeniería de reforzamiento. Ante el escenario de riesgo latente donde la estructura no satisfizo las metas de rendimiento internacionales ni locales, se desarrolló una propuesta de adecuación sismorresistente. Esta estrategia de intervención no consistió en una simple modificación geométrica, sino en una reestructuración profunda que integró la adición perimetral de nuevos muros de corte (placas). Esta configuración modificó el comportamiento del edificio hacia un sistema estructural mixto o dual, logrando un control efectivo de los desplazamientos laterales y una distribución simétrica de la rigidez. La inclusión de estos nuevos elementos de concreto armado incrementó sustancialmente el área de la sección transversal encargada de absorber el cortante basal, logrando desplazar el modo fundamental de torsión hacia el tercer modo de vibración y protegiendo la integridad física de la comunidad estudiantil. Al contrastar estos resultados con la literatura científica preexistente, se identificó una clara correlación con las conclusiones de Castillo y Fournier (2021) en su evaluación de la I.E.I. N.º 652-02 Santa Rosa de Lima en Villa El Salvador. En dicha investigación, los autores determinaron que el pabellón escolar original presentaba niveles de desempeño insatisfactorios bajo el estándar ASCE 41-17, recomendando técnicas de rigidización lateral. Una analogía importante radica en que el comportamiento inelástico fue desfavorable para casi todos los espectros de demanda, con la única excepción de la dirección Y-Y, donde la densidad de muros existente proporcionaba una reserva de resistencia aceptable para sismos de baja intensidad con periodos de retorno de 72 años; un comportamiento físico idéntico al observado en el eje cortante

del bloque examinado en esta tesis antes de su reforzamiento. Finalmente, las soluciones propuestas convergen con los hallazgos de Briceño y Ordoñez (2018) en su estudio sobre el aula "C" de la Institución Educativa N° 88047 Augusto Salazar Bondy en Nuevo Chimbote, un proyecto con marcadas afinidades en cuanto a antigüedad, tipología arquitectónica y zonificación sísmica. Dichos autores determinaron mediante el análisis pushover que la estructura original incumplía los objetivos de resiliencia del comité VISION 2000, planteando el encamisado de columnas como método de mitigación. En la presente investigación, los muros de corte permitieron optimizar radicalmente las curvas de capacidad globales y a la vez la rigidez global del pabellón de la I.E.E. República Argentina. Tras el reforzamiento, los coeficientes de reducción sísmica reales y los factores de ductilidad experimentaron un incremento sustancial, logrando que el balance final entre demanda y capacidad cumpla estrictamente con los objetivos de Desempeño Sísmico exigidos por las solicitudes previstas por el comité VISION 2000, ASCE 41-17 y la NTE E.030-2018.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se determinó el desempeño sísmico del pabellón antiguo de la Institución Educativa Emblemática República Argentina, ubicado en Nuevo Chimbote, mediante la aplicación del análisis pushover, conforme a los lineamientos del ASCE 41-17 y los criterios de desempeño establecidos en VISION 2000 evidenciaron que la estructura, en su estado original, no alcanza los niveles de desempeño sísmico exigidos para una edificación educativa de categoría A, lo que confirma la necesidad de implementar medidas de reforzamiento estructural para mejorar su comportamiento frente a eventos sísmicos de diferente intensidad.
- Se logró caracterizar adecuadamente las propiedades geométricas, estructurales y mecánicas del pabellón de la Institución Educativa Emblemática República Argentina mediante ensayos in situ y técnicas de detección no destructiva, lo cual permitió definir parámetros confiables para el modelado computacional de la estructura, considerando las disposiciones de la Norma Técnica Peruana E.060 para elementos de concreto armado.
- El diseño sismorresistente desarrollado evidenció que la estructura existente no cumple de manera satisfactoria con todos los controles exigidos por la Norma Técnica Peruana E.030, principalmente debido a deficiencias en rigidez lateral y control de derivas, lo que limita su capacidad para responder adecuadamente frente a sismos de mayor severidad, especialmente considerando su categoría de importancia como edificación educativa y a los peligros a los que están expuestos los usuarios.

- La aplicación del análisis pushover permitió obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar su punto de desempeño bajo distintos escenarios sísmicos, siguiendo los lineamientos del ASCE 41-17. Los resultados obtenidos evidenciaron que, en su condición original, la estructura alcanza niveles de desempeño inferiores a los esperados para este tipo de edificación.
- A partir del análisis no lineal se identificaron los principales mecanismos de falla y la secuencia de formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y muros, lo que permitió evaluar el comportamiento post-elástico de la estructura y reconocer los elementos críticos que concentran mayores demandas de deformación durante la acción sísmica.
- Al comparar el desempeño sísmico obtenido con los niveles de desempeño establecidos en normativas nacionales e internacionales, tales como la Norma Técnica Peruana E.030, el ASCE 41-17 y los criterios de desempeño definidos por VISION 2000, se concluye que la estructura no alcanza los objetivos mínimos exigidos para edificaciones educativas. En ese sentido, se justifica la implementación de medidas de reforzamiento estructural, como la incorporación de muros de concreto armado, con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico global y reducir el riesgo ante eventos sísmicos severos.
- En relación con los niveles de desempeño, los resultados del comité VISION 2000 indicaron que, para el primer bloque, ante un sismo frecuente (43 años), se alcanzó un estado totalmente operacional, para el primer y segundo bloque ante un sismo ocasional (72 años) alcanzó un estado operacional, mientras que para un sismo raro (475 años) o muy raro (970 años), el comportamiento estructural se degradó significativamente, llegando a niveles de colapso o próximos al colapso en la mayoría de direcciones analizadas. Del mismo modo, bajo los criterios de la ASCE 41-17, se obtuvieron niveles de desempeño no

recomendados o de colapso frente a eventos sísmicos de mayor intensidad, confirmando la insuficiente capacidad resistente del sistema estructural existente.

- En consecuencia, y tomando en cuenta ambos criterios (VISION 2000 y ASCE 41-17), se concluyó que el pabellón antiguo presentó un desempeño estructural deficiente frente a cualquier escenario sísmico evaluado. Por ello, se consideró necesario implementar una propuesta de reforzamiento estructural, que en este caso consistió exclusivamente en la incorporación de muros de corte de concreto armado, estratégicamente distribuidos en ambas direcciones principales del edificio. La inclusión de estos muros de corte permitió incrementar la rigidez y resistencia lateral de la estructura, reduciendo significativamente las derivas de entrepiso y mejorando la capacidad de disipación de energía inelástica. Además, esta intervención fue diseñada de acuerdo con los requerimientos de la Norma E.030 (2020) y la Norma E.060 (2020), asegurando el cumplimiento de los objetivos de desempeño estructural propuestos por VISION 2000 y ASCE 41-17. Finalmente, los resultados del modelo reforzado demostraron que el pabellón antiguo alcanzó un comportamiento estructural adecuado frente a todos los niveles de amenaza sísmica considerados, garantizando un mayor nivel de seguridad para la comunidad educativa y prolongando la vida útil de la edificación.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar evaluaciones sísmicas detalladas en edificaciones educativas de antigüedad similar al pabellón de la I.E.E. República Argentina, especialmente aquellas construidas que han sido construidas de manera exclusiva y no hayan tenido los requerimientos que puede procesar los ingenieros civiles capacitados para este tipo de construcciones en general. Esto permitirá identificar oportunamente deficiencias estructurales y establecer planes de reforzamiento antes de que ocurran daños severos.
- Es aconsejable que, en estructuras con bajo desempeño sísmico o irregularidades estructurales, se priorice la implementación de muros de corte como medida de reforzamiento. Este tipo de elemento mejora notablemente la rigidez y capacidad resistente del sistema, reduciendo derivas y aumentando la seguridad ante eventos sísmicos.
- Se sugiere que los proyectos de reforzamiento estructural en instituciones educativas sean diseñados y supervisados bajo los criterios de desempeño establecidos por VISION 2000 y ASCE 41-17, garantizando que las intervenciones cumplan con niveles aceptables de seguridad, ocupación inmediata y prevención de colapso.
- Es recomendable que el Ministerio de Educación y las autoridades locales promuevan programas de diagnóstico estructural preventivo en los centros educativos, priorizando aquellos ubicados en zonas de alta amenaza sísmica como por ejemplo Nuevo Chimbote o Chimbote. Estos programas deberían incluir inspecciones técnicas periódicas y evaluaciones del desempeño estructural para detectar a tiempo posibles deficiencias en edificaciones antiguas. Con ello se busca reducir el riesgo sísmico y garantizar la seguridad de la comunidad escolar, evitando daños mayores ante futuros eventos sísmicos.
- Se recomienda impulsar estudios que comparen los muros de corte con otras técnicas de

reforzamiento, con el fin de optimizar recursos, mejorar la durabilidad y fortalecer la capacidad sísmica de las estructuras existentes.

- Se recomienda también tener más conciencia al momento de diseñar una estructura, y más aún si es de carácter o categoría de alta importancia, el diseño no debe fallar, la vida de las personas caen ciegamente en las decisiones que tomamos como profesionales, si vamos a realizar algún proyecto, determinar toda la ingeniería necesaria, estudios, pruebas, diseño, etc, para poder garantizar la seguridad y buen comportamiento de la estructura, para así poder evitar fallas graves que comprometan la vida de los usuarios.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarez, L., & Martinez, E. (2022). Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings with non-ductile detailing using pushover analysis. *Engineering Structures*, 252, 113622, disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113622>
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). *Pushover con acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Catalunya, España.
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2020). The importance of pushover analysis for assessing seismic performance of buildings. *Earthquake Spectra*, 36(2), 453-472, disponible en: <https://doi.org/10.1177/8755293020902367>
- Bermúdez, C., & Córdova, T. (2024). Vulnerabilidad sísmica de edificios históricos en Perú utilizando análisis pushover. *Revista de Arquitectura y Urbanismo*, 12(2), 113-13, disponible en: <https://doi.org/10.4321/rau.2024.12.2.113>
- Ceballos, J., & Morales, S. (2021). Desempeño sísmico de edificios de mampostería utilizando análisis pushover en Colombia. *Revista de la Construcción*, 20(3), 203-217, disponible en: <https://doi.org/10.30660/jrc.v20n3.1824>
- Cruz, D. A., & Rodrigues, H. (2021). Assessment of seismic performance of masonry buildings through pushover analysis. *Materials and Structures*, 54(2), 25, disponible en: <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01663-5>

- Dall'Asta, A., & Iervolino, I. (2022). Performance-based design for seismic retrofitting using pushover analysis: A case study. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(1), 16-31, disponible en: <https://doi.org/10.1002/eqe.3442>
- Dey, S., & Das, S. (2021). Seismic performance of building structures with varying stiffness using pushover analysis. *International Journal of Engineering Research in Africa*, 55, 86-99, disponible en: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.55.86>
- Fathali, A., & Alavi, B. (2022). Pushover analysis of steel frames considering the effects of shear deformation. *Journal of Constructional Steel Research*, 188, 106924, disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106924>
- Fernández, R., & Pérez, L. (2022). Análisis pushover para la evaluación del riesgo sísmico en edificios en México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 14(1), 55-72, disponible en: <https://doi.org/10.5678/rins.2022.14.1.55>
- Khan, M. A., & Rahman, M. M. (2021). Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete structures using pushover analysis. *Journal of Building Engineering*, 35, 102066, disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.102066>
- López, J., & González, S. (2022). Análisis pushover de un edificio de concreto armado en la costa peruana. *Peruvian Journal of Civil Engineering*, 18(1), 67-80, disponible en: <https://doi.org/10.5678/pjce.2022.18.1.67>
- Madhusudhan, M., & Pani, S. (2020). Nonlinear static analysis of multistory building using pushover method. *Journal of Engineering Research and Applications*, 10(3), 1-6, disponible en: <https://doi.org/10.9790/9622-1003036166>

- Mafakher, M., & Moudi, R. (2020). Nonlinear static analysis of concrete structures with infill walls: A case study in seismic zones. *Engineering Structures*, 215, 110653, disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110653>
- Márquez, H., & López, E. (2023). Comparación de metodologías de análisis pushover en edificios de concreto en Argentina. *Ingeniería Estructural*, 39(2), 190-205, disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.ingenieriaestructural.2023.03.005>
- Ottazzi, G. (2014) Apuntes del curso Análisis Estructural I
- Ramirez, R., & Tsai, K. C. (2022). Enhanced pushover analysis for performance-based seismic design of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 148(4), 04022018, disponible en: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002895](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002895)
- Ranjbar, A., & Hedayati, A. (2022). Performance-based seismic design of steel structures using pushover analysis and response spectrum method. *Steel and Composite Structures*, 43(6), 817-834, disponible en: <https://doi.org/10.12989/scs.2022.43.6.817>
- Rivas, A., & Ramírez, D. (2021). Comportamiento sísmico de estructuras de pórticos en Lima: Un enfoque de análisis pushover. *Ingeniería Civil*, 27(3), 345-357, disponible en: <https://doi.org/10.9876/ingciv.2021.27.3.345>
- Rizzo, R., & Pennisi, M. (2021). Pushover analysis for seismic assessment of historical masonry buildings: A case study. *Heritage Science*, 9(1), 34, disponible en: <https://doi.org/10.1186/s43238-021-00048-4>

- Salazar, J., & Quiroz, E. (2023). Efecto del tipo de cimentación en el análisis pushover de estructuras de concreto. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 9(1), 23-34, disponible en: <https://doi.org/10.5678/rins.2023.9.1.23>
- Sánchez, M., & Gómez, F. (2023). Evaluación del comportamiento sísmico de edificios de hormigón en Chile mediante análisis pushover. *Revista de Ingeniería Civil*, 31(4), 301-315, disponible en: <https://doi.org/10.4067/S0718-915X2023000400301>
- Shakeri, A., & Khatami, M. (2022). Investigation of the seismic behavior of infilled frames through pushover analysis. *Applied Sciences*, 12(3), 1289, disponible en: <https://doi.org/10.3390/app12031289>
- Tavakkolizadeh, M., & Mohammadi, S. (2023). A modified pushover analysis method for seismic assessment of asymmetric buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 52(1), 103-116, disponible en: <https://doi.org/10.1002/eqe.3523>
- Thangavel, K., & Srinivasan, K. (2020). Seismic performance evaluation of building frames with different infill materials using pushover analysis. *International Journal of Civil Engineering*, 18(2), 1-12, disponible en: <https://doi.org/10.1007/s40940-020-00115-7>
- Torres, A., & Rojas, V. (2022). Pushover analysis for seismic assessment of buildings in Ecuador. *Revista Técnica de la Universidad de Guayaquil*, 15(1), 42-58, disponible en: <https://doi.org/10.53481/rtug.2022.15.1.42>

VII. ANEXOS

Anexo 01. MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES
“Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover para un pabellón de la I.E.E República Argentina en Nuevo Chimbote, 2024”	¿Cuál es el resultado de la evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover para un pabellón de la I.E.E. República Argentina en Nuevo Chimbote, 2024?	OBJETIVO GENERAL - Evaluar los niveles de desempeño sísmico del pabellón antiguo de aulas de la Institución Educativa Emblemática República Argentina en Nuevo Chimbote, mediante el análisis pushover, según los criterios establecidos por el ASCE 41-17 y VISION 2000. OBJETIVOS ESPECIFICOS - Determinar si el pabellón de la I.E.E. República Argentina cumple con los parámetros y requisitos establecidos para el diseño sismorresistente, de acuerdo con la Norma Técnica Peruana E.030. - Verificar si el antiguo pabellón de la Institución Educativa Emblemática República Argentina cumple con los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica establecidos por el comité VISION 2000. - Determinar una alternativa de intervención estructural que eleve la rigidez y resistencia del pabellón, asegurando el cumplimiento de los cálculos de seguridad exigidos por la N.T.P. E.030. - Verificar si la alternativa de reforzamiento contribuye a que la estructura obtenga una mejora en su desempeño sísmico, garantizando el cumplimiento de los límites normativos de seguridad.	El resultado de la evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis pushover para un pabellón de la I.E.E República Argentina en Nuevo Chimbote, 2024. Presenta un desempeño sísmico inaceptable según los criterios establecidos en las normativas nacionales e internacionales para edificaciones educativas.	Variable Independiente: Análisis Pushover Variable dependiente: Desempeño sísmico

Anexo 02. MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

<i>Variable</i>	<i>Definición Conceptual</i>	<i>Definición Operacional</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Instrumentos</i>	<i>Método</i>
Variable Independiente Análisis pushover	El análisis pushover es un método de evaluación estructural no lineal que permite determinar la capacidad de una estructura para resistir cargas sísmicas, identificando su comportamiento inelástico y los modos de falla bajo cargas laterales incrementales	El análisis pushover se realiza mediante la aplicación gradual de cargas laterales a un modelo computacional de la estructura, mientras se monitorizan los desplazamientos y fuerzas en los elementos.	Parámetros de Carga y Modelado	• Patrón de carga lateral (uniforme, modal) • Desplazamiento objetivo • Propiedades de los materiales	• Software de simulación estructural.	Cuantitativo
			Comportamiento No Lineal	• Relación momento-curvatura • Propiedades de rótulas plásticas • Curva de capacidad estructural	• Software de simulación estructural. • Hojas de cálculo en Microsoft Excel • Ensayo de Compresión	Cuantitativo
Variable dependiente Desempeño Sísmico	El desempeño sísmico se refiere a la capacidad de una estructura para soportar los efectos de un terremoto, manteniendo su estabilidad y funcionalidad, minimizando los daños estructurales y protegiendo la vida de los ocupantes.	El desempeño sísmico se evalúa a través de análisis pushover, que determinan la respuesta de la estructura ante diferentes niveles de carga sísmica. Se establecen criterios de desempeño que incluyen desplazamientos máximos permitidos, fuerzas internas y la evaluación de daños.	Respuesta Estructural Global	• Desplazamiento máximo en el techo. • Fuerza cortante basal máxima • Demanda de ductilidad global	• Software de simulación estructural. • Hojas de cálculo en Microsoft Excel	Cuantitativo
			Niveles de Desempeño Sísmico	• Accidentes probables • Gastos por reconstrucción • Tiempo de gestión por reconstrucción	• Software de simulación estructural. • Hojas de cálculo en Microsoft Excel	Cuantitativo
			Objetivos de Desempeño Sísmico	• Accidentes probables • Gastos por reconstrucción • Tiempo de gestión por reconstrucción	• Software de simulación estructural. • Hojas de cálculo en Microsoft Excel	Cuantitativo

Anexo 03. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1. PROPIEDADES GENERALES PARA EL ANÁLISIS.

USO ESTRUCTURAL: Institución educativa, Categoría A2

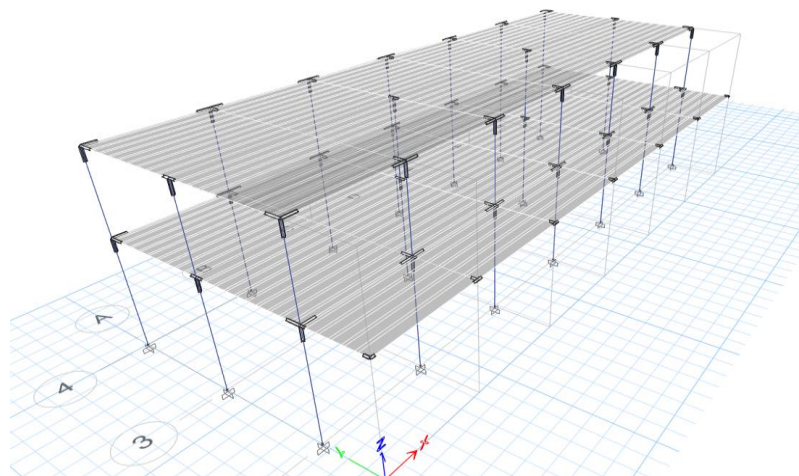
SISTEMA ESTRUCTURAL: Los dos bloques del pabellón están compuestos por una superestructura de pórticos, con columnas en L, T y rectangulares de (40x25) cm, y vigas peraltadas en las dos direcciones de análisis de (55x30) cm y (55x25) cm, a su vez conectadas por losas aligeradas de 20 cm de espesor en el sentido longitudinal, y con viguetas de (10x20) cm y bloques de arcilla de (30x30x15) cm.

1.1. Modelos Matemáticos

Se construyeron los modelos matemáticos en el programa de análisis estructural, para poder desarrollar el análisis estático lineal y dinámico lineal, según la NTP.E030 para luego realizar el análisis no lineal estático (Pushover). A continuación, se muestran los modelos de los bloques.

Figura 42.

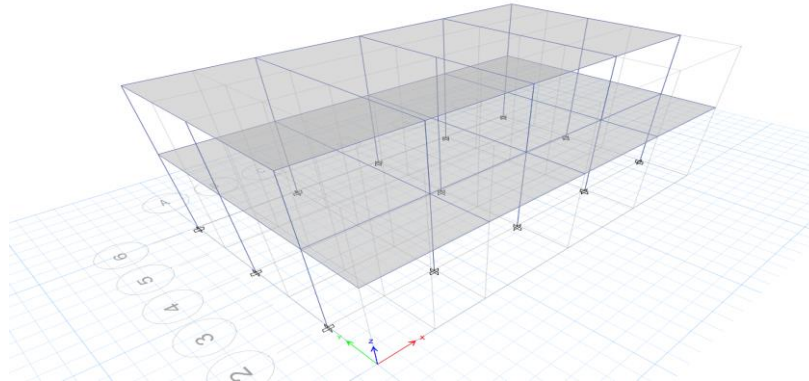
Modelo Matemático del bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 43

Modelo Matemático del bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

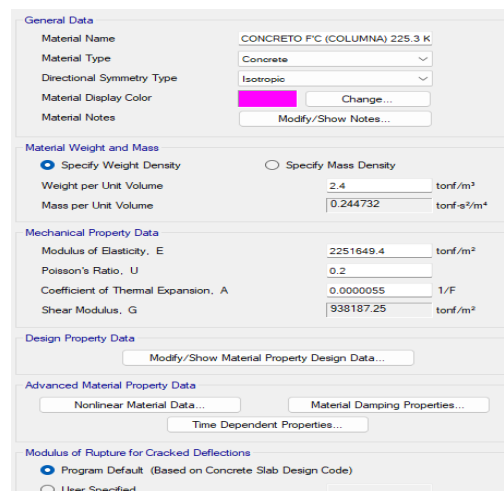
1.2. Definición de las Propiedades de los Materiales

1.2.1. Propiedades del Concreto

Gracias a las extracciones con diamantina y a los ensayos de compresión se obtuvieron los promedios que serán utilizados en el análisis.

Figura 44

Definición del concreto en columnas $f'_c=225.3 \text{ kg/cm}^2$



General Data

Material Name: CONCRETO F'C (COLUMNA) 225.3 K

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Pink Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2251649.4 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000055 1/F

Shear Modulus, G: 938187.25 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

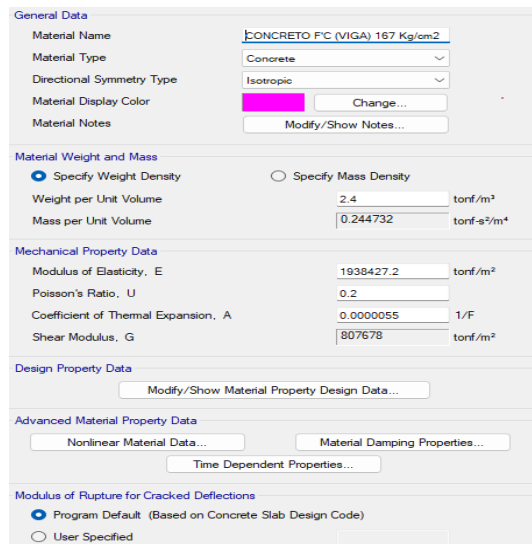
Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) ☐ User Specified

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 45

Definición del concreto en viga $f'c=167 \text{ kg/cm}^2$



General Data

Material Name: CONCRETO F'C (VIGA) 167 Kg/cm2
 Material Type: Concrete
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: [Pink Box] Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1938427.2 tonf/m²
 Poisson's Ratio, U: 0.2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000055 1/F
 Shear Modulus, G: 807678 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

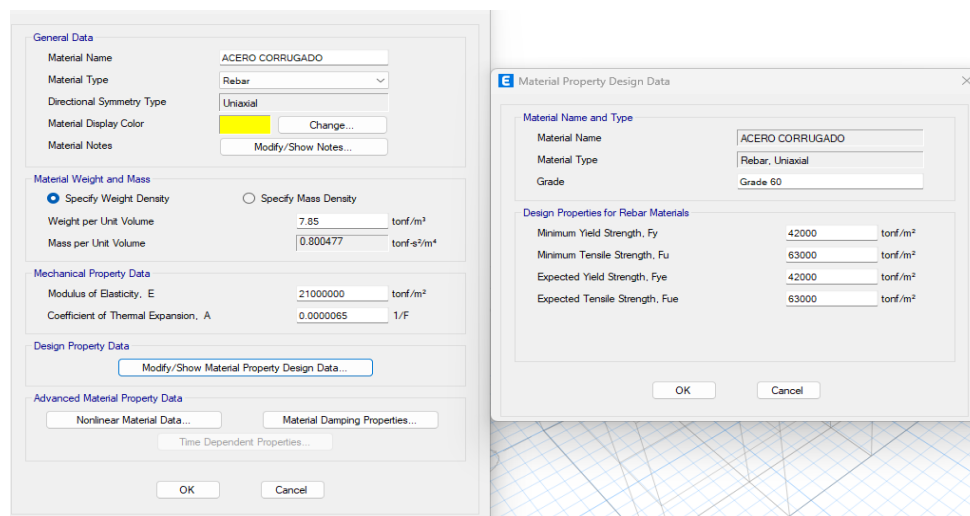
☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
☐ User Specified

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.2. Propiedades del Acero

Figura 46

Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural



General Data

Material Name: ACERO CORRUGADO
 Material Type: Rebar
 Directional Symmetry Type: Uniaxial
 Material Display Color: [Yellow Box] Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³
 Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 21000000 tonf/m²
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000065 1/F

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

Material Property Design Data

Material Name and Type: ACERO CORRUGADO, Rebar, Uniaxial, Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

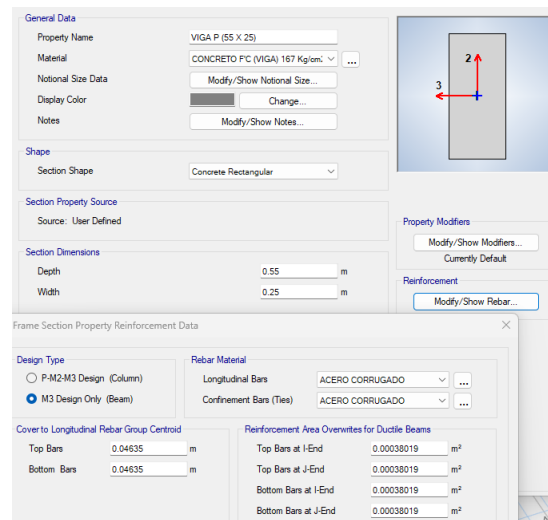
Minimum Yield Strength, Fy: 42000 tonf/m²
 Minimum Tensile Strength, Fu: 63000 tonf/m²
 Expected Yield Strength, Fye: 42000 tonf/m²
 Expected Tensile Strength, Fue: 63000 tonf/m²

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.3. Diseño de la Viga Peraltada (55 x 25) cm

Figura 47

Definición de sección para la viga peraltada (55 x 25) cm

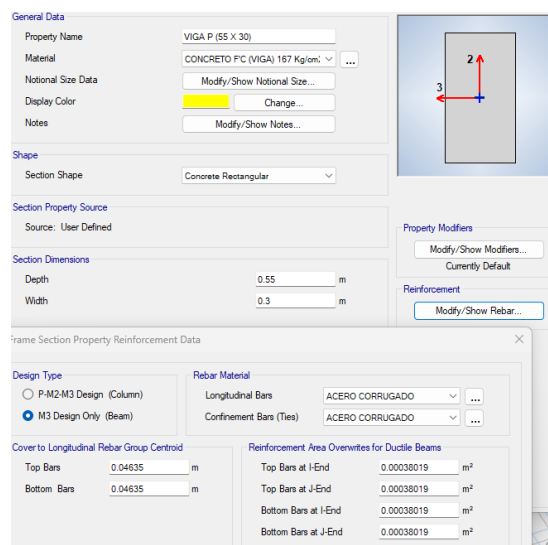


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.4. Diseño de la Viga Peraltada (55 x 30) cm

Figura 48

Definición de sección para la viga peraltada (55 x 30) cm

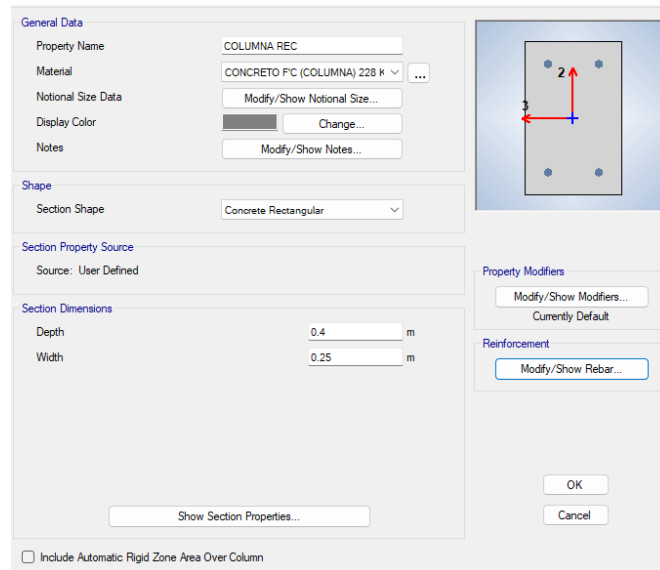


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.5. *Diseño de la Columna Rectangular (40 x 25) cm*

Figura 49

Definición de sección para la viga peraltada (40 x 25) cm

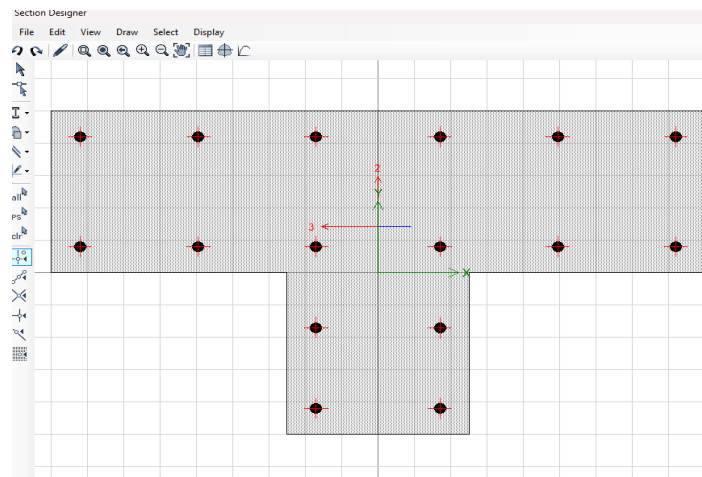


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.6. *Diseño de la Columna T-01*

Figura 50

Diseño de la Columna T-01

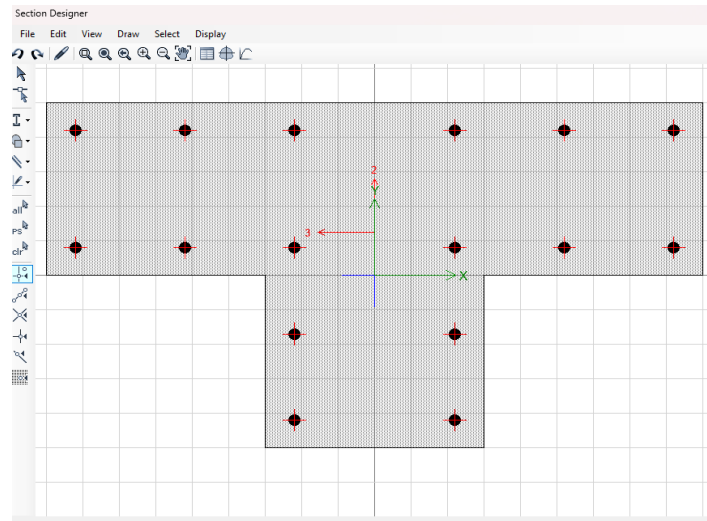


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.7. *Diseño de la Columna T-02*

Figura 51

Diseño de la Columna T-02

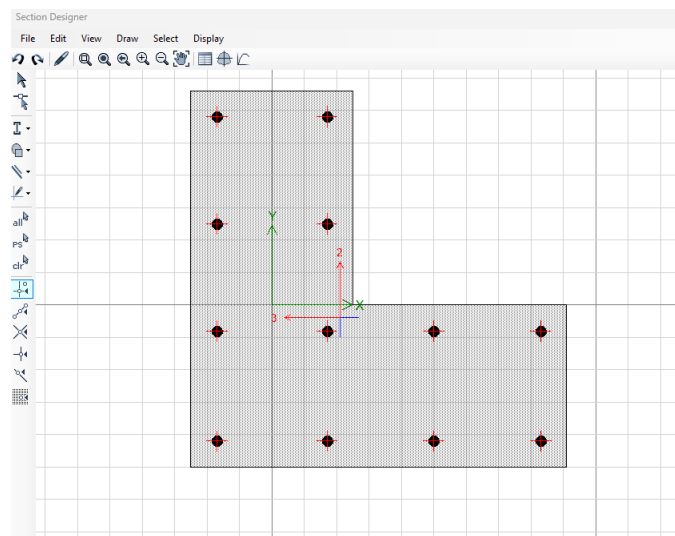


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.8. *Diseño de la Columna en L*

Figura 52

Diseño de la Columna en L

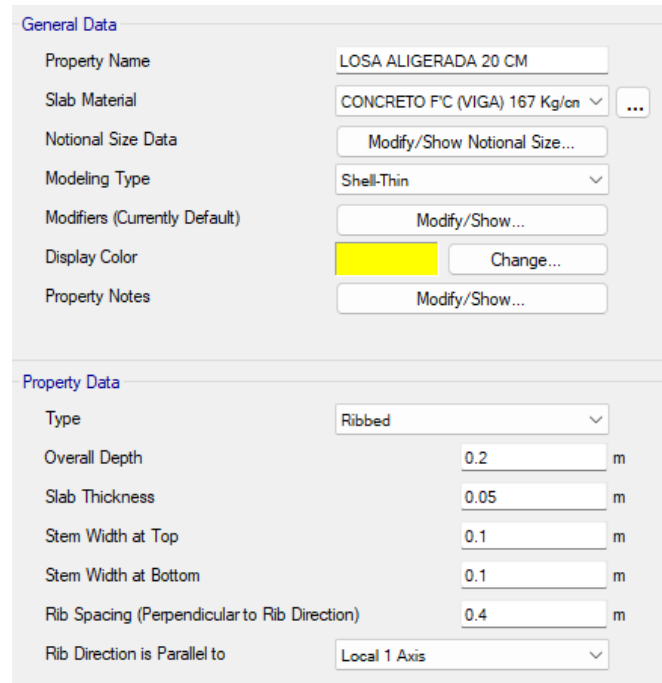


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.9. Diseño de Losa Aligerada

Figura 53

Definición de parámetros para losa aligerada



General Data	
Property Name	LOSA ALIGERADA 20 CM
Slab Material	CONCRETO F'C (VIGA) 167 Kg/cm³ ...
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Ribbed
Overall Depth	0.2 m
Slab Thickness	0.05 m
Stem Width at Top	0.1 m
Stem Width at Bottom	0.1 m
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	0.4 m
Rib Direction is Parallel to	Local 1 Axis

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

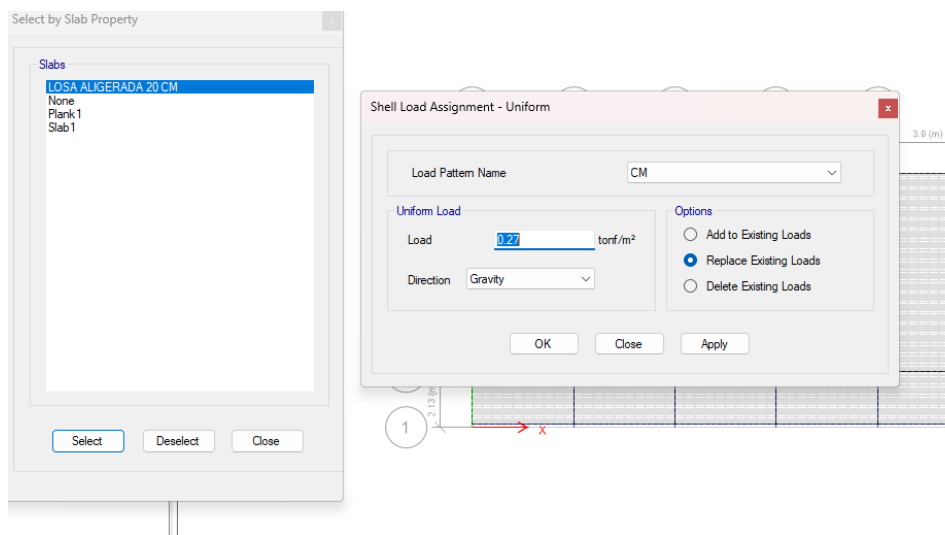
1.2.10. Asignación de las Cargas en las Losas

1.2.10.1. Cargas Muertas. Ponemos las cargas muertas para las losas con lo siguiente, ya que el software al diseñar la losa ya está tomando el peso de las losas nervadas, ya que el software al ya tener el peso específico del concreto lo multiplica por el volumen, para tener la carga muerta total, sin embargo, aún nos estaría faltando definir el peso del ladrillo, que se está tomando un ladrillo de techo con un peso estándar de 7.8 kg, que lo multiplicaremos por la cantidad de ladrillos por metro cuadrado con un valor de 8.33 que nos da un valor aproximado de 65 kg/m², pero para un resultado más conservador se optó por 70 kg/m², a esto sumado los valores de 100 kg/m² de tabiquería y acabados, ya que se usan estos valores de manera muy usual y conservadora,

obtenemos un valor total de 270 kg/m², convertido en 0.27 tn/m² como carga muerta para las losas.

Figura 54

Definición de cargas muertas



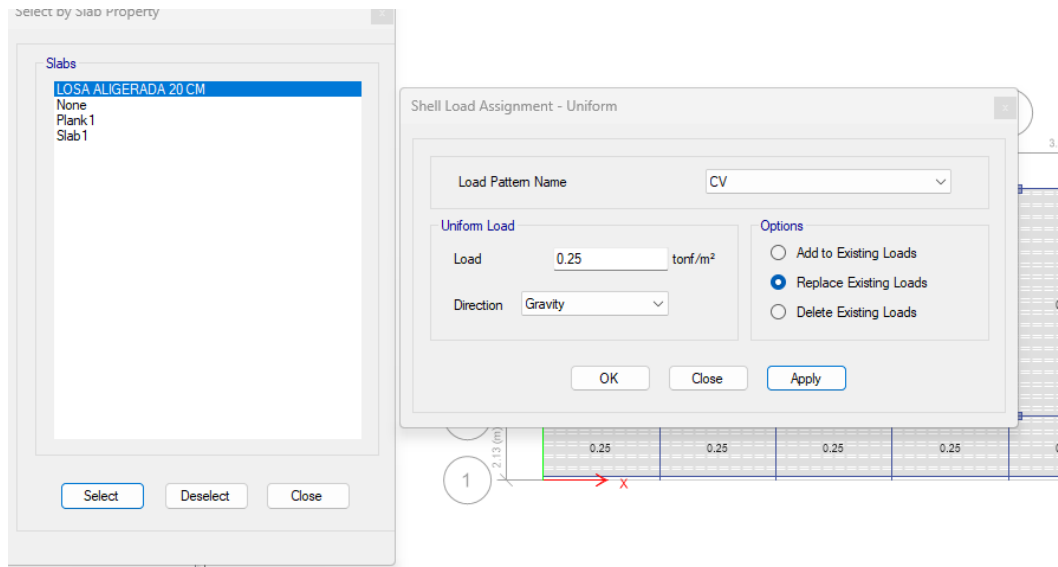
Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.10.2. Cargas Vivas. Las cargas vivas fueron establecidas de acuerdo con lo indicado en la Norma Técnica Peruana NTP E.020, la cual especifica los valores que deben considerarse según el tipo de edificación y el uso de cada ambiente. Esta normativa proporciona los criterios necesarios para garantizar que las estructuras cuenten con la capacidad adecuada frente a las solicitudes producidas por la ocupación y el uso cotidiano. En el caso particular de esta edificación, al tratarse de una institución educativa, se aplican las cargas correspondientes a este tipo de establecimientos, las cuales se detallan a continuación:

- Cargas repartidas para aulas: 250 kgf/m²
- Cargas repartidas para corredores: 400 kgf/m²
- Cargas repartidas para azotea: 125 kgf/m²

Figura 55

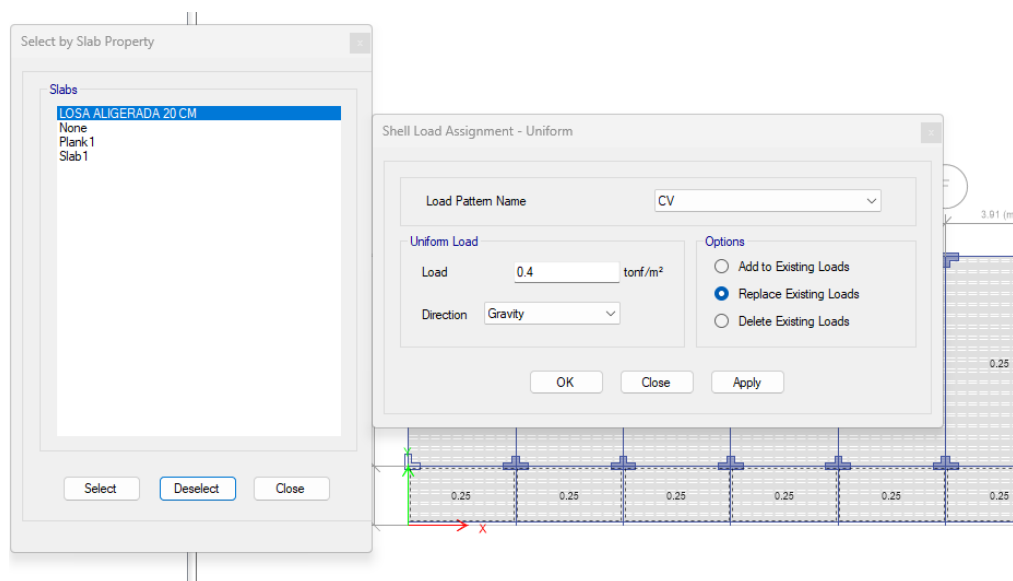
Definición de cargas vivas para aulas



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 56

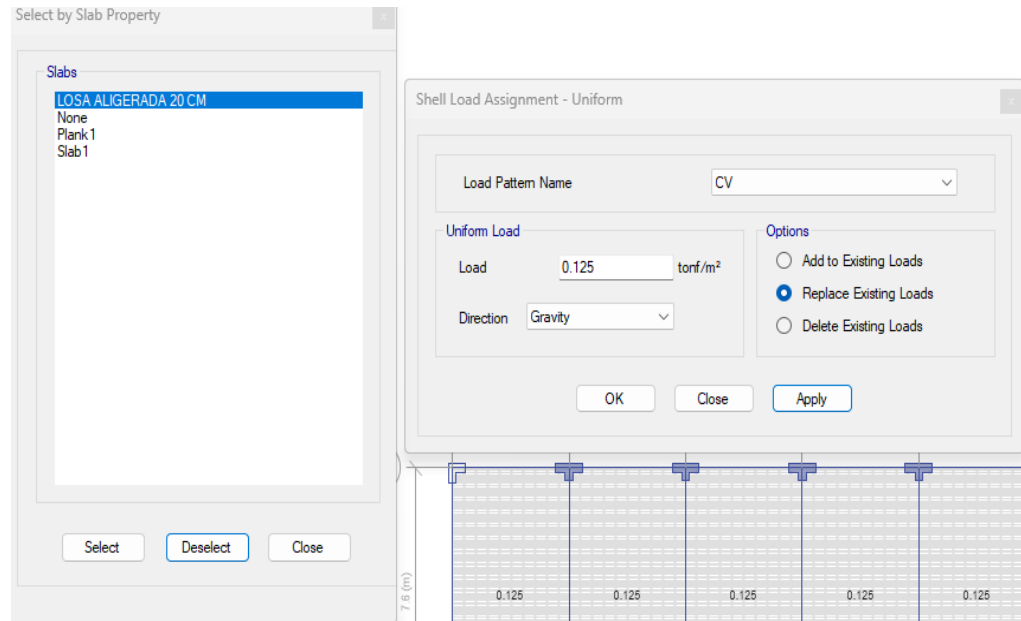
Definición de cargas vivas para corredores



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 57

Definición de cargas vivas para azotea



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.11. Asignación de cargas en vigas

Se asignan las cargas distribuidas de albañilería que cargan las vigas, para esto si hace un metrado del muro con la altura efectiva de piso, cabe recalcar que no todos los muros son llenos, quiere decir que hay ventanas y puertas que reducen el peso, para estos muros se decidió dividir el peso que se obtuvo para un muro de albañilería lleno entre dos. La carga distribuida se obtiene de multiplicar la altura efectiva de piso en nuestro caso de 3.52 m, el espesor de ladrillo con tarrajeo que en este caso sería de 15 cm, y peso de albañilería que nos da la norma E.020 para unidades de arcilla cocida huecas, de 1350 kg/m³, obteniendo un valor de 0.713 tnf/m. Esta carga se aplica a las vigas que soportan los muros completos de albañilería.

Figura 58

Asignación de cargas muertas sobre las vigas

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: CM

Load Type and Direction:
☒ Forces ☐ Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options:
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0	0	0
Load	0	0	0	0

tonf/m

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

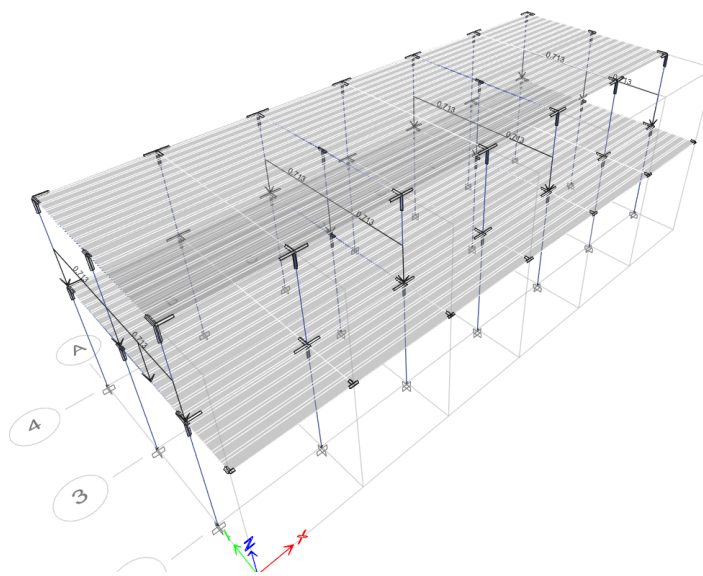
Uniform Load:
 Load: 0.713 tonf/m

OK Close Apply

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 59

Modelo matemático para representación de cargas en vigas

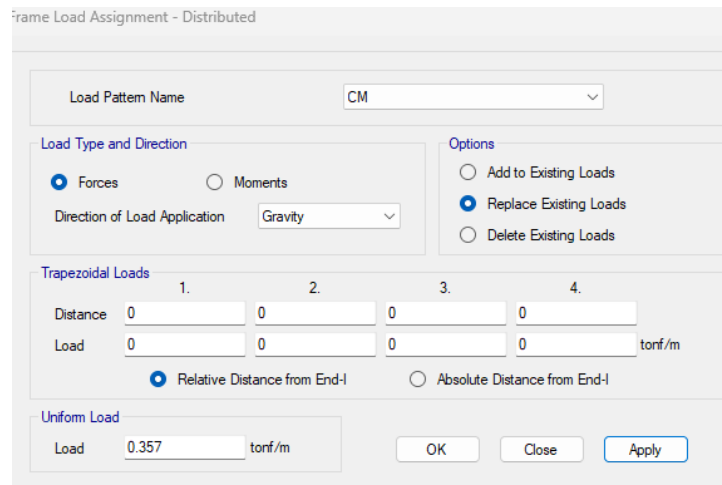


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Seguidamente se puso la carga de los muros con los respectivos vanos, para esto se tomó la mitad del peso para un muro completo.

Figura 60

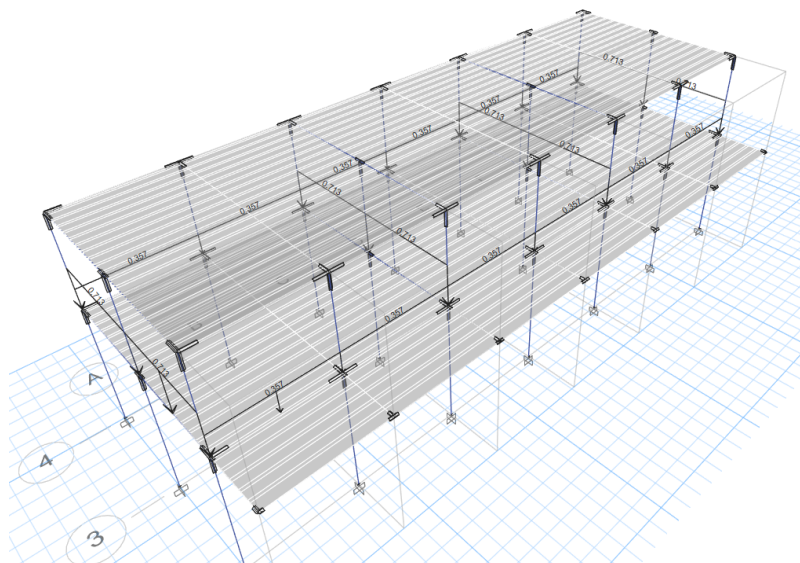
Asignación de mitad cargas muertas sobre las vigas



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 61

Modelo matemático para representación de la mitad de cargas en vigas



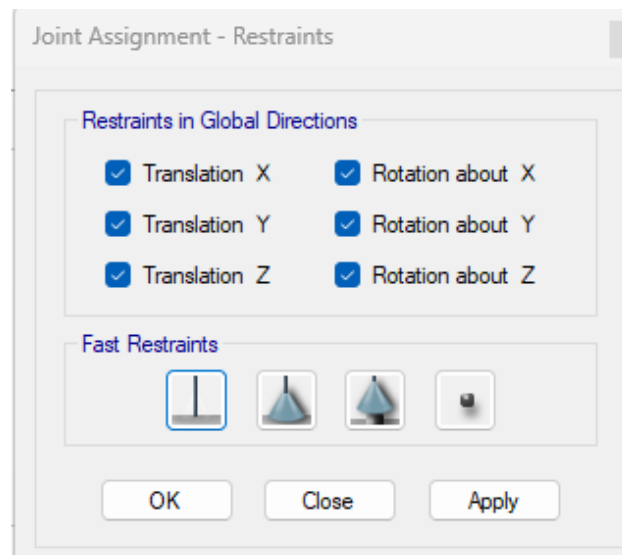
Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.12. *Restricción en la Base*

Se ha considerado que las columnas del modelo están uniformemente empotradas en su base, lo que implica que existe una restricción total de desplazamiento y rotación en los tres ejes principales (X, Y y Z). Esta suposición permite modelar un apoyo de tipo empotrado fijo, idealizando que la interacción entre la columna y la cimentación es lo suficientemente rígida como para impedir cualquier tipo de giro o traslación. Esta condición es comúnmente adoptada cuando se busca una representación conservadora del comportamiento estructural en la base de los elementos verticales portantes.

Figura 62

Asignación de empotramiento en la base de la estructura



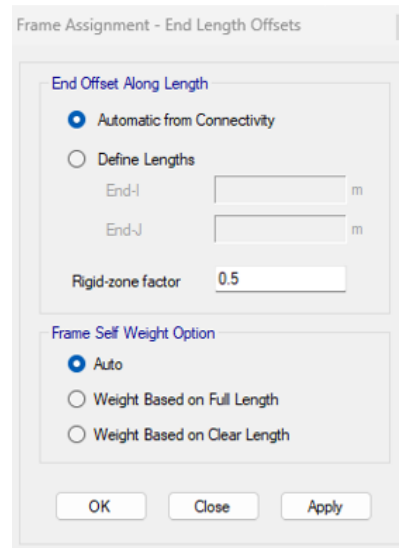
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.13. *Aplicación de Brazo Rígido*

El brazo rígido mejora la precisión del modelo estructural al simular de forma más realista las conexiones sin añadir elementos extra. Se aplica al 50% en lugar del 100%, ya que no se espera un comportamiento completamente rígido.

Figura 63

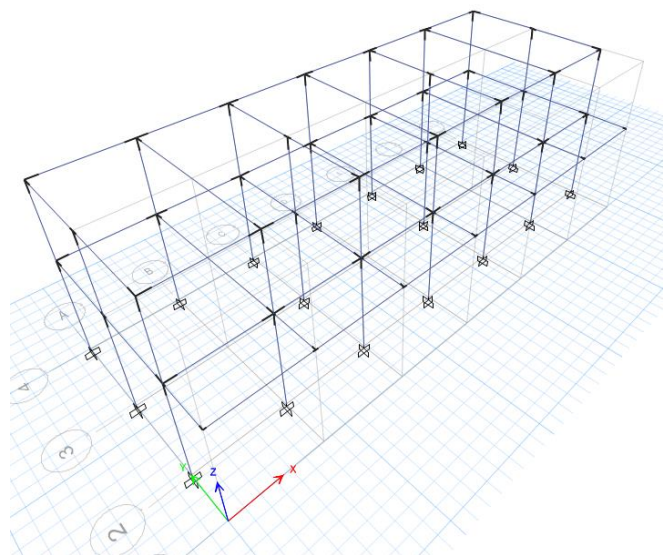
Definición de brazos rígidos



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 64

Modelo matemático para representación de brazos rígidos



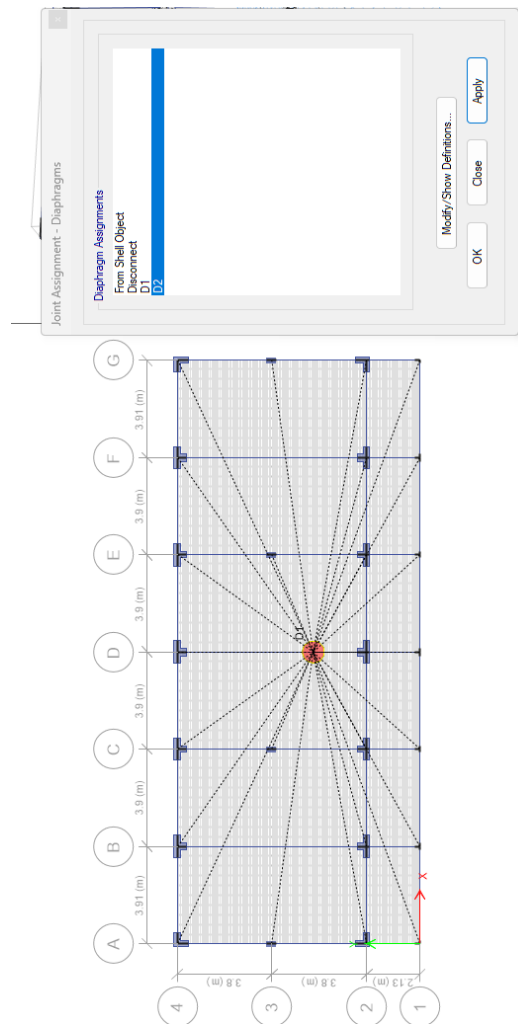
Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.14. Aplicación de Diafragmas Rígidos

Un diafragma rígido representa que la losa del entrepiso no se deforma en su plano, lo aplicamos en los dos pisos, permitiendo que todos los puntos del piso se desplacen juntos lateralmente. Esto facilita la correcta distribución de cargas sísmicas o de viento hacia columnas y muros según su rigidez. Se usa cuando la losa es de concreto armado, maciza o aligerada, y está bien conectada. No se recomienda en pisos flexibles o con grandes aberturas.

Figura 65

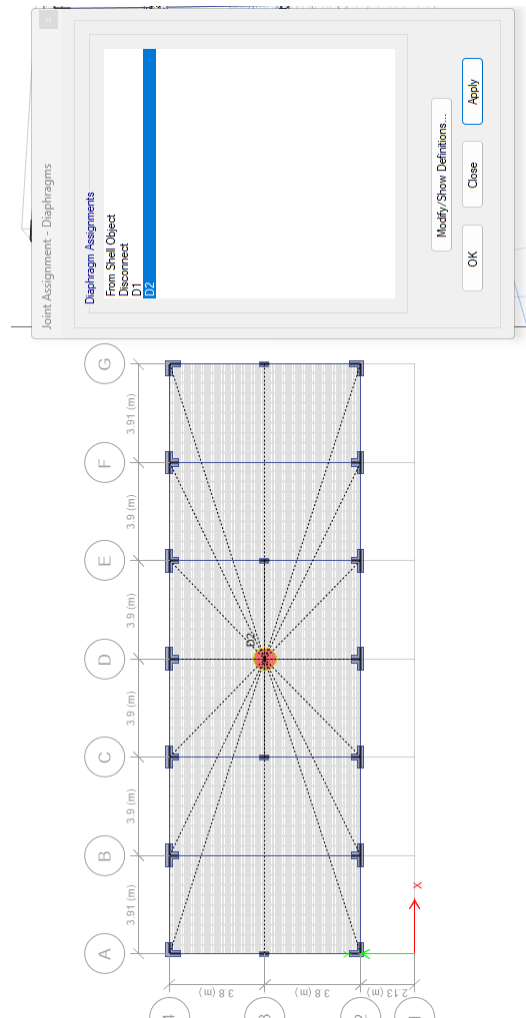
Asignación de diafragma rígido-bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 66

Asignación de diafragma rígido-bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.3. Análisis Estático Lineal

Este análisis es una herramienta preliminar y normativa para estimar fuerzas sísmicas, y se usa antes del análisis modal espectral porque es más simple, obligatorio en muchos casos, y establece una base de referencia. Es el método más simple y directo de análisis sísmico, y se basa en una representación lineal-elástica de la estructura bajo cargas estáticas.

1.3.1. Zonificación

La zonificación sísmica en la Norma E.030 se utiliza para adaptar el diseño estructural de acuerdo con los diferentes niveles de riesgo sísmico presentes en distintas regiones del país, permitiendo un enfoque más seguro y adecuado a las características locales del terreno y la actividad sísmica. La institución se encuentra en la zona 4.

Tabla 26

Parámetros de zonificación

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

1.3.2. Perfil de Suelo

Según los estudios de suelos de la remodelación de la institución, se extrae que el perfil de suelo de la zona corresponde a un suelo intermedio, quiere decir que el perfil de suelo es el tipo de suelo S_2 .

1.3.3. Parámetro de Sitio

Al ya haber obtenido el factor de zona y el perfil de suelo, obtenemos el parámetro de sitio junto los valores de los periodos T_p y T_L . Obtenemos un valor de sitio de 1.05 y un T_p de 0.6 y T_L de 2.

Tabla 27

Parámetros para el suelo

FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA/SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Nota: Adaptado de la Norma E.030, 2020

Tabla 28

Parámetro de periodos T_p y T_L

PERIODOS T_P Y T_L				
PERFIL DE SUELO				
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (s)	3	2.5	2	1.6

Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

1.3.4. Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo con las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C), el cual ajusta el espectro de diseño según el tipo de suelo y su capacidad de amplificar el movimiento sísmico por las expresiones presentadas en la tabla 29.

Tabla 29

Parámetros de ampliación sísmica “C”

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA “C”	
RELACIÓN DE PERIODOS	FACTOR C
$T < T_P$	2.5
$T_P < T < T_L$	$2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$
$T > T_L$	$2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T} \right)$

Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

El valor del periodo fundamental de vibración se obtiene con la siguiente expresión:

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

$$T = \frac{8.2}{35}$$

$$T = 0.23 \text{ seg}$$

Dónde:

h_n = Altura total de la edificación

C_T = Factor para elementos resistentes

El valor de $C_T = 35$ se obtiene a partir de la Norma E.030, que expresa lo siguiente:

Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

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

Se tomará el valor de $C_T = 35$, ya que el pabellón es un sistema de pórticos sin muros de corte se tomará ese valor dictado por la norma. (NTP. E.030, pág. 22)

1.3.5. Categoría de la Edificación y Factor de Uso

Todas las edificaciones del país están categorizadas por su uso, en este caso ya que el pabellón es parte de una institución educativa, toma el uso de edificación esencial de categoría A2.

Tabla 30

Categorías de edificaciones y factor “U”

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
EDIFICACIONES ESENCIALES (A)	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud. A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo	1.5

adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.

Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

1.3.6. Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción

El sistema estructural del pabellón de la institución educativa es un sistema de pórticos, además de no tener muros de corte la norma nos dice que para que un sistema sea aporticado, por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. Al no tener muros de corte la fuerza cortante es absorbida al 100% por las columnas.

Tabla 31

Definición del sistema estructural

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

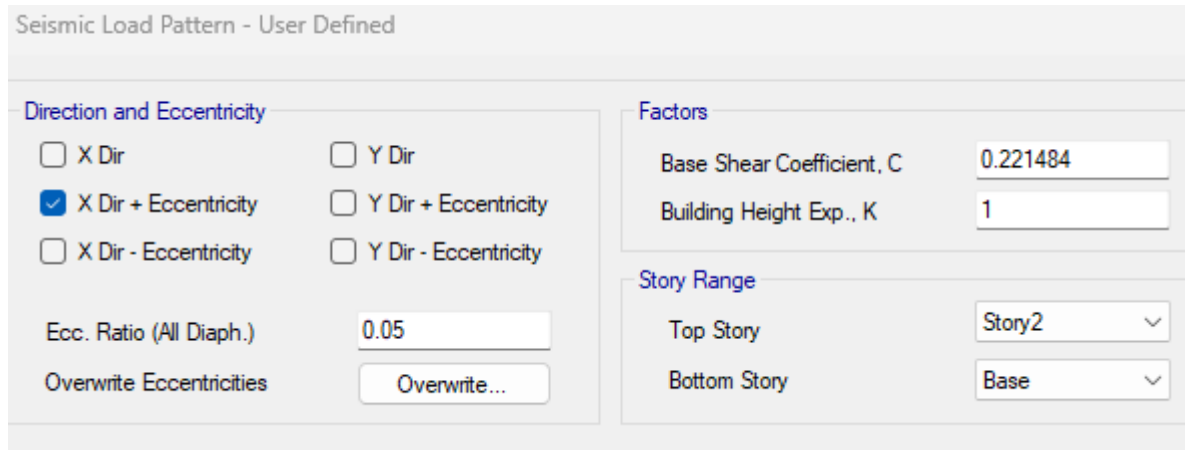
Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

1.3.7. Creación de fuerza sísmica

Se define un patrón de carga como sismo estático para la dirección X y de igual manera para la dirección Y.

Figura 67

Definición de fuerza sísmica dirección X



Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 68

Definición de fuerza sísmica dirección Y



Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☒ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

El valor del coeficiente de corte en la base vendría a ser el resultado que se obtiene de la fórmula que nos ofrece la norma NTP. E.030, 2020.

$$V = \frac{ZUCS}{R}$$

$$V = \frac{0.45 * 1.5 * 1.05 * 2.5}{8}$$

$$V = 0.2214844$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Perfil de suelo

R = Coeficiente básico de reducción

1.3.8. Estimación del Peso

Según el artículo 26 de la NTP. E.030 el peso se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina en el siguiente cuadro.

Tabla 32

Peso sísmico de la estructura

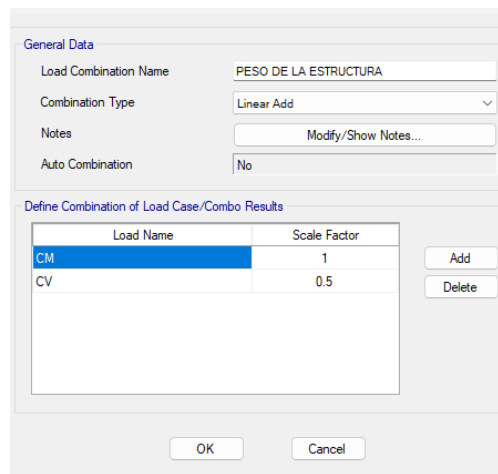
ESTIMACIÓN DEL PESO “P”
En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva
En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva
En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva
En estructura de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Nota. Adaptado de la Norma E.030, 2020

Ya que la edificación es de categoría A2, se toma el 50% de la carga viva, así que en el software creamos un Mass Source con esas combinaciones. Y una carga combinada que definiremos como peso de la estructura con un 100% de la carga muerta y un 50% de la carga viva.

Figura 69

Peso de la Estructura

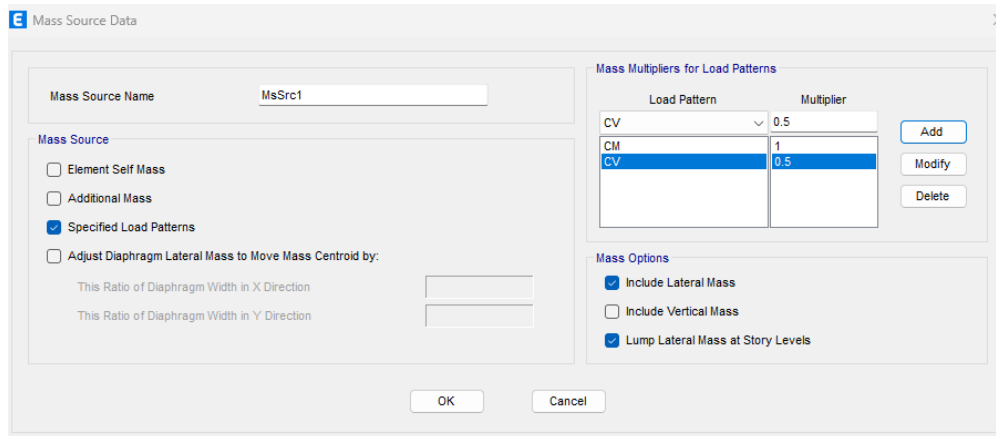


Load Name	Scale Factor
CM	1
CV	0.5

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 70

Asignación de Cargas para Fuente de Masa



Load Pattern	Multiplier
CV	0.5
CM	1

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.4. Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral. (NTP. E.30)

1.4.1. Espectro de Respuesta

Para este análisis se crea un espectro de pseudoaceleraciones elásticas, al cual se le aplica un factor de reducción por ductilidad “R” que representa el comportamiento inelástico de forma aproximada.

Este espectro será construido con la base de la fórmula de la Norma de la aceleración sísmica:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Perfil de suelo

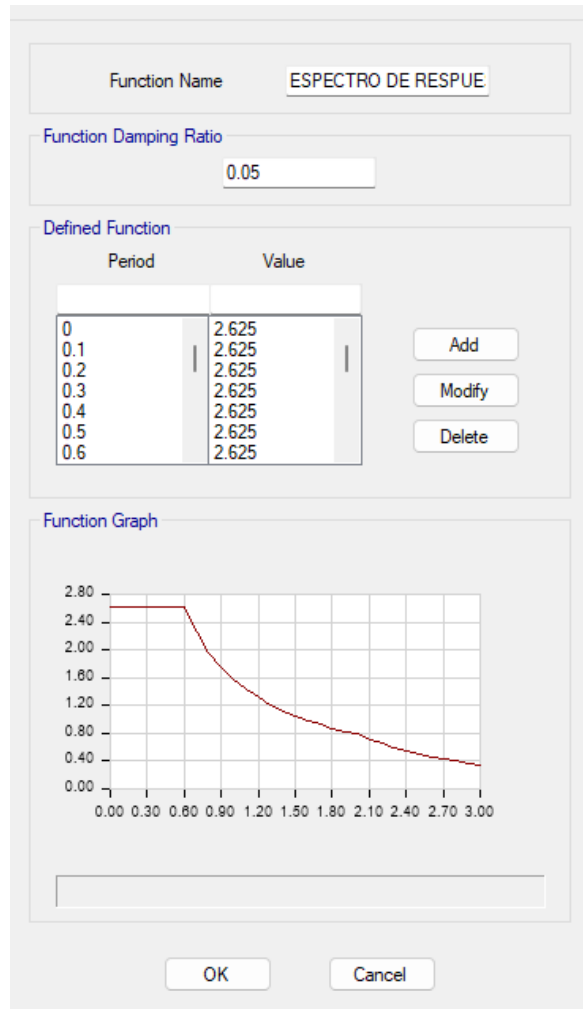
R = Coeficiente básico de reducción

g = Aceleración de la gravedad

El espectro de respuesta está representado como una parte de esta ecuación, vendría siendo la expresión CS. Mientras que la expresión $\frac{ZU}{R} g$ sería el coeficiente dinámico, esto es útil para poder introducir los datos al software correctamente.

Figura 71

Espectro de Respuesta Sísmica para el Pabellón



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

La norma nos menciona como construir este espectro, se tomó un periodo natural de 3 segundos, durante esos segundos el factor C , va cambiando conforme pasa el tiempo, los valores para los valores del factor C , están condicionados por los periodos T , T_p y T_L , esto se menciona con más detalle en la Tabla 28 una vez obtenido los valores de C , estos se multiplican por el factor S , obteniendo los puntos para graficar el espectro de respuesta.

Tabla 33

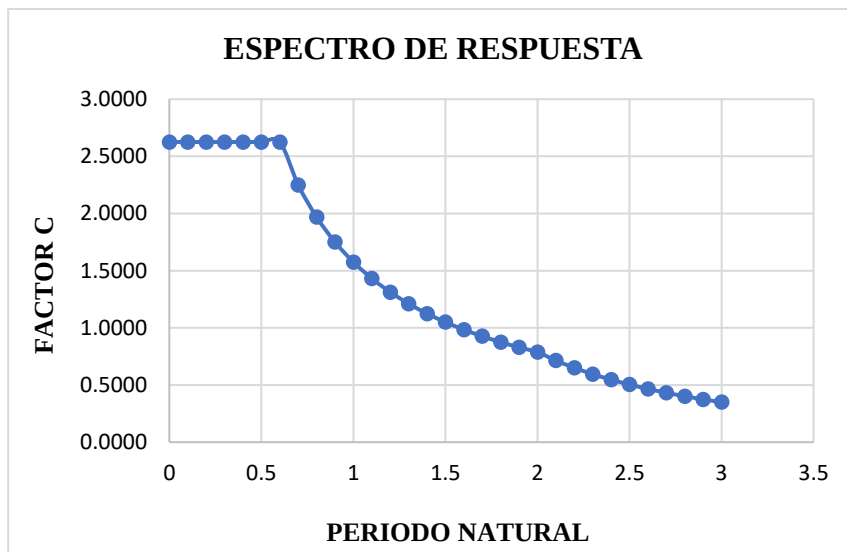
Datos para la Función Espectral

Función espectral		
Tn	C	SC
0	2.5000	2.6250
0.1	2.5000	2.6250
0.2	2.5000	2.6250
0.3	2.5000	2.6250
0.4	2.5000	2.6250
0.5	2.5000	2.6250
0.6	2.5000	2.6250
0.7	2.1429	2.2500
0.8	1.8750	1.9688
0.9	1.6667	1.7500
1	1.5000	1.5750
1.1	1.3636	1.4318
1.2	1.2500	1.3125
1.3	1.1538	1.2115
1.4	1.0714	1.1250
1.5	1.0000	1.0500
1.6	0.9375	0.9844
1.7	0.8824	0.9265
1.8	0.8333	0.8750
1.9	0.7895	0.8289
2	0.7500	0.7875
2.1	0.6803	0.7143
2.2	0.6198	0.6508
2.3	0.5671	0.5955
2.4	0.5208	0.5469
2.5	0.4800	0.5040
2.6	0.4438	0.4660
2.7	0.4115	0.4321
2.8	0.3827	0.4018
2.9	0.3567	0.3746
3	0.3333	0.3500

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Figura 72

Curva Espectral de Respuesta



Nota. Analizado y plasmado en Excel

1.4.2. Coeficiente Dinámico

Se crearon nuevos estados de carga denominados DIN XX y DIN YY, correspondientes a las acciones sísmicas en ambas direcciones principales del análisis estructural. Posteriormente, se asignó el factor de escala adecuado, considerando el valor que aún faltaba incorporar de la expresión $ZU/R \cdot g$, utilizada para representar la demanda sísmica según los parámetros definidos por la norma correspondiente.

Al reemplazar los valores previamente determinados para cada uno de los factores — incluyendo la zonificación, el uso, la reducción por ductilidad y el coeficiente gravitacional— se obtuvo el valor final del factor de escala aplicado a los estados de carga dinámicos. Con ello, los nuevos casos de carga quedan correctamente definidos para su participación en el análisis estructural global.

$$Fe = \frac{ZU}{R} g$$

$$Fe = \frac{0.45 * 1.5}{8} * 9.81$$

$$Fe = 0.83$$

Dónde:

Fe = Factor de escala para el software

Z = Factor de zona

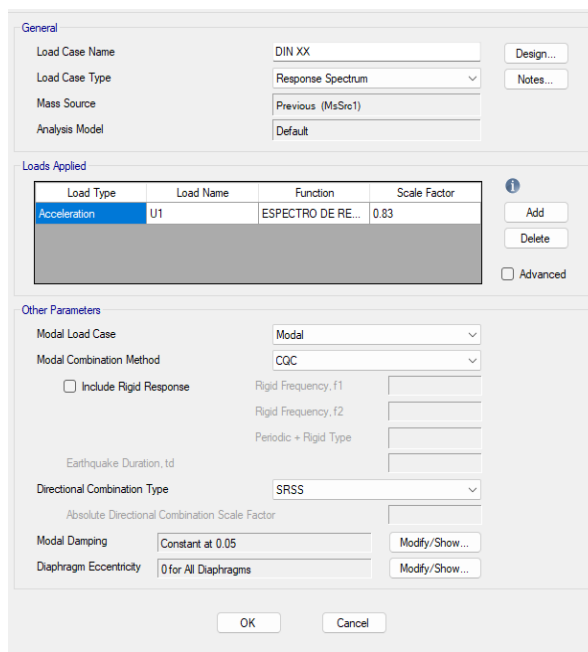
U = Factor de uso

R = Coeficiente básico de reducción

g = Aceleración de la gravedad

Figura 73

Definición de Sismo Dinámico en dirección X



General

Load Case Name: DIN XX [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (MsSre1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO DE RE...	0.83

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

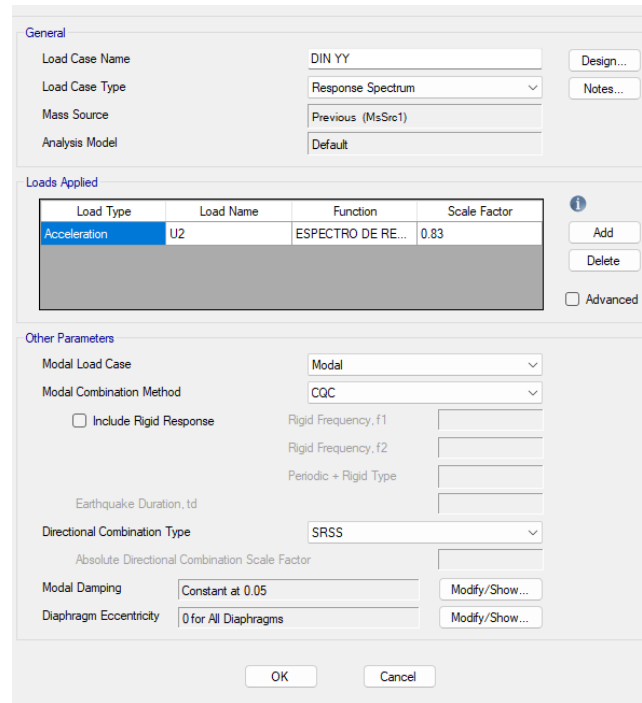
Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 74

Definición de Sismo Dinámico en dirección Y



General

Load Case Name: DIN YY [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (MsSic1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO DE RE...	0.83

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

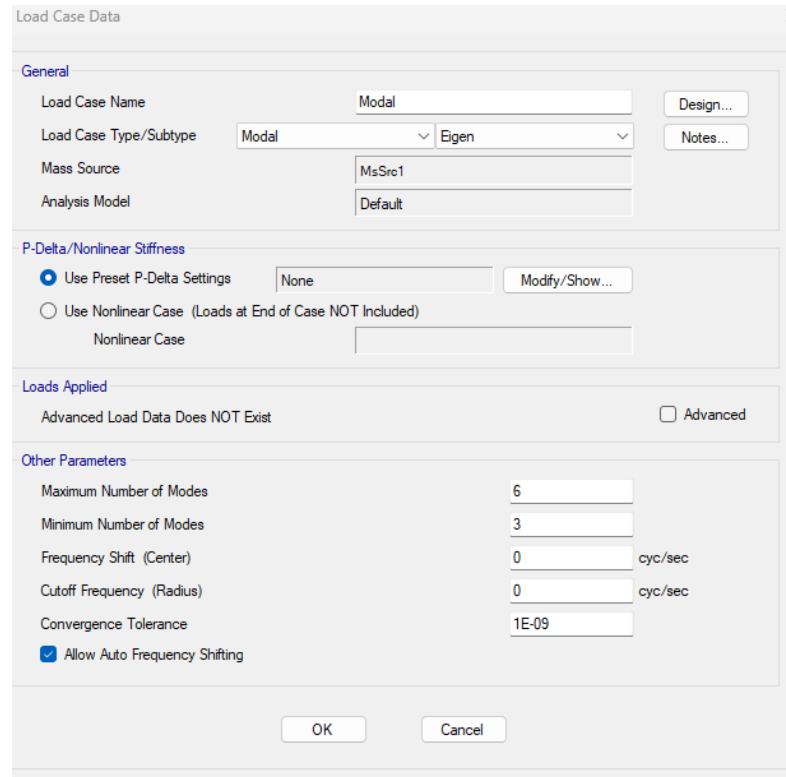
1.4.3. Caso Modal

Se procede a realizar la modificación del caso modal con el fin de ejecutar el análisis modal correspondiente, una vez concluido el desarrollo del espectro de respuesta. Para ello, se definen los modos mínimos exigidos por la normativa, los cuales son tres modos por dirección, y posteriormente se establecen los modos máximos a considerar, que en este caso se determinan empleando el criterio de tres modos por nivel estructural.

Dado que la edificación cuenta con dos niveles, se obtiene un total de seis modos de vibración, los cuales permiten representar adecuadamente la participación modal de la estructura y asegurar que se capture una porción significativa de la masa efectiva en ambas direcciones de análisis.

Figura 75

Definición del Número de Modos

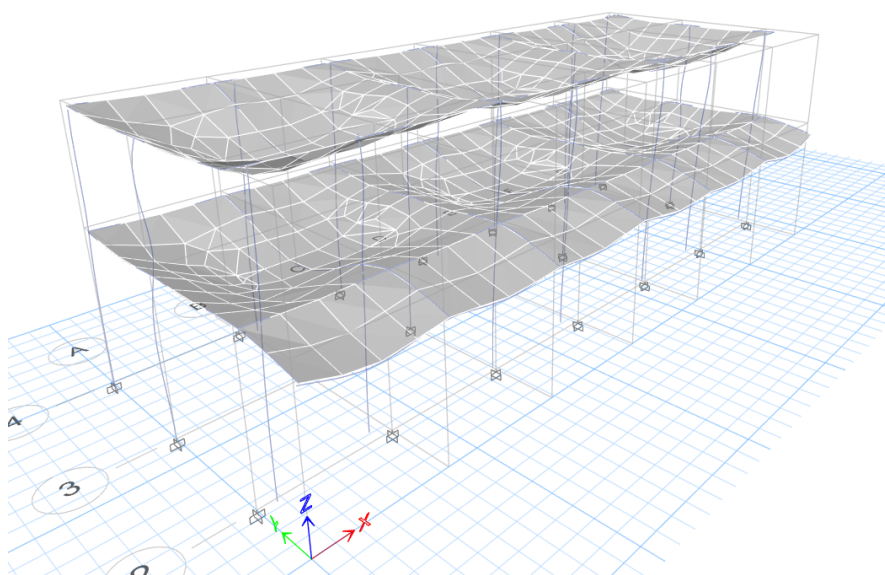


Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Finalmente, se procede a ejecutar el programa utilizando todos los casos de carga definidos, tanto estáticos como dinámicos, con el propósito de obtener la respuesta completa de la estructura. Con estos resultados disponibles, se da inicio a los controles de diseño sismorresistente, mediante los cuales se verificará el cumplimiento de los requisitos establecidos por la normativa vigente, evaluando parámetros como derivas, desplazamientos, fuerzas internas, distribución de masas y participación modal. Este paso marca el comienzo de la etapa de verificación integral del comportamiento sísmico de la edificación.

Figura 76

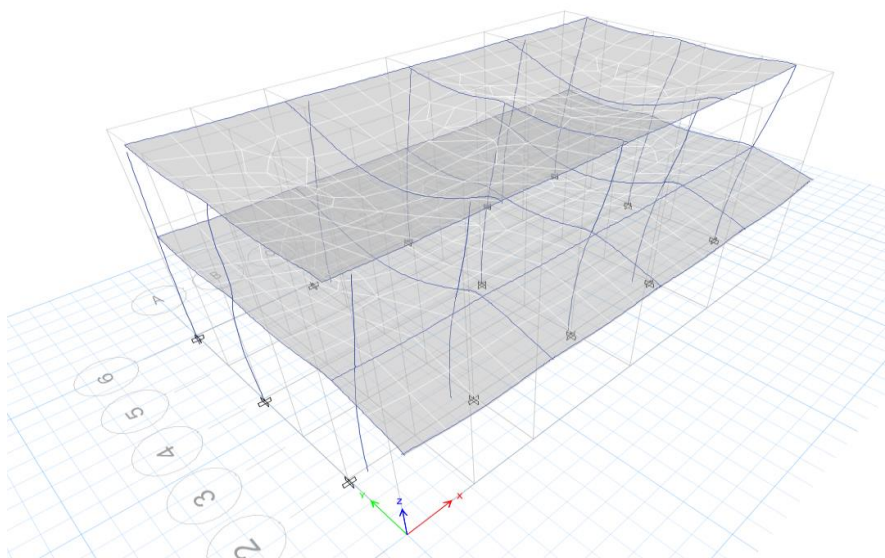
Análisis Sísmico terminado para el Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 77

Análisis Sísmico terminado para el Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5. Análisis Estático No Lineal Estático

1.5.1. Distribución de Fuerzas (Método de coeficientes)

Este método de distribución de cargas se está utilizando que nos ofrece el FEMA 356, es un método ampliamente utilizado, y merecía mencionarse, dónde la distribución de fuerzas vertical es proporcional a los valores de CV, cuando la masa participativa en el modo fundamental es mayor al 75% como es el caso.

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

Dónde:

C_{vx} = Factor de distribución vertical de carga

K = Factor para $k = 2$ para $T \geq 2.5 \text{ seg}$ y $k = 1$ para $T \leq 0.5 \text{ seg}$

w_x = Porción del peso total de la estructura en el nivel x

h_x = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel x

w_i = Porción del peso total de la estructura en el nivel i

h_i = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i

Se determinaron el peso total de la estructura y las alturas de entrepiso con el fin de calcular el factor C_v mencionado previamente, utilizando la expresión propuesta por el FEMA 356. Asimismo, resulta conveniente adoptar una fuerza inicial de 1000 kgf como carga lateral de arranque, empleada únicamente para dar inicio al análisis pushover de manera incremental. Esta práctica es común en el análisis no lineal, ya que la aplicación de una carga lateral inicial reducida permite iniciar de forma progresiva la construcción de la curva capacidad–respuesta de la estructura, asegurando estabilidad numérica en las primeras etapas del análisis.

Tabla 34

Fuerzas Laterales para el Análisis Pushover en dirección X

Story	Location	P tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	Pxh	Cv	Flat X kgf
Story 2	Bottom	160.3	950.39	-1876.79	1314.21	0.52	1049.64
Story 1	Bottom	423.86	2314.22	-4963.48	1252.05	0.49	1000

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural y plasmado en Excel

Tabla 35

Fuerzas Laterales para el Análisis Pushover en dirección Y

Story	Location	P tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	Pxh	Cv	Flat Y kgf
Story 2	Bottom	160.3	950.39	-1876.79	1314.21	0.52	1049.64
Story 1	Bottom	423.86	2314.22	-4963.48	1252.05	0.49	1000

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural y plasmado en Excel

A continuación, se procede a definir los valores que hemos obtenido como patrones de carga en el software de análisis estructural, para ambas direcciones aplicando dichas cargas a los diafragmas de centro de masa.

Figura 78

Definición de las Fuerzas Laterales en dirección X

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story2	D2	1.05	0	0
Story1	D1	1	0	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Nota0 Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 79

Definición de las Fuerzas Laterales en dirección X

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story2	D2	0	1.05	0
Story1	D1	0	1	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

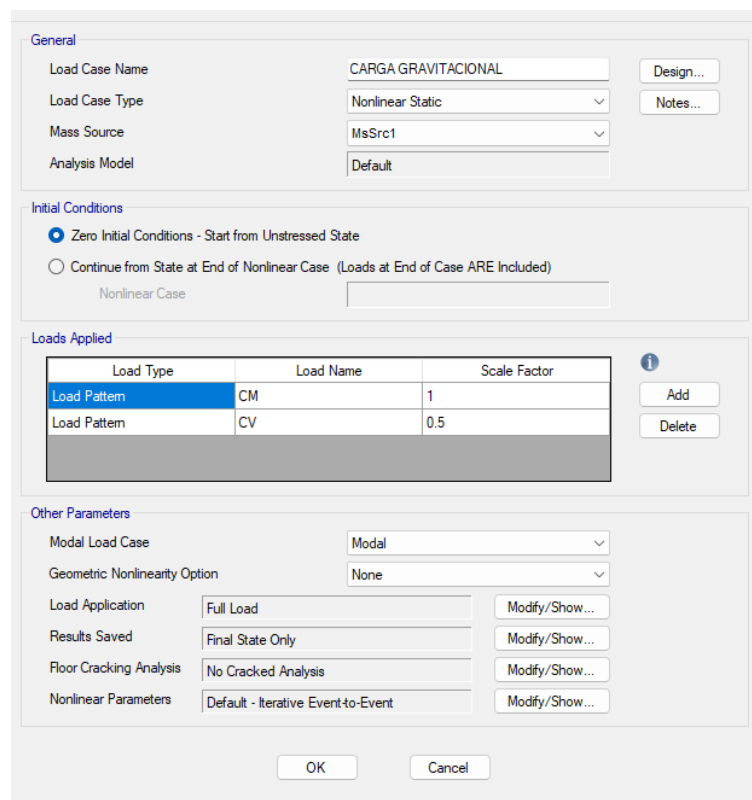
Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.2. Carga Gravitacional no Lineal

Se define un caso de carga llamado carga gravitacional, que se define como un caso no lineal estático y se tomará el 100% de la carga muerta y 50% de la carga viva. Es el paso previo para que la distribución de cargas pushover laterales.

Figura 80

Asignación de la Carga Gravitacional



General

Load Case Name: CARGA GRAVITACIONAL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	0.5

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

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

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.3. Cargas Pushover

Para el desarrollo del análisis pushover, se empleó una distribución de cargas laterales basada en la forma del primer modo de vibración en cada dirección principal. Esta distribución modal se eligió debido a que representa de manera más realista la participación de la masa en estructuras regulares de baja y mediana altura, como el pabellón en estudio.

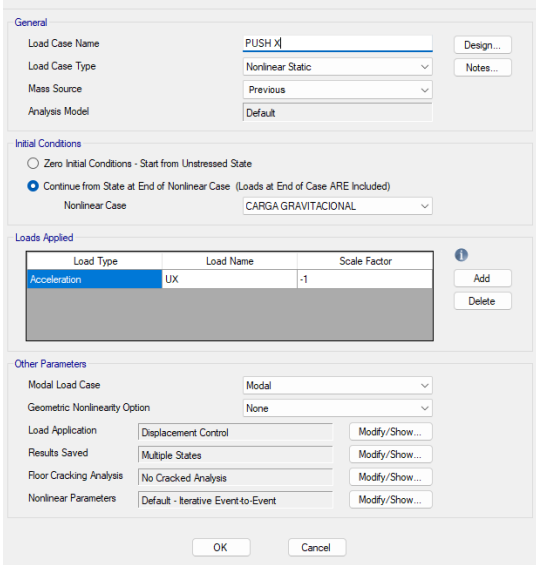
La aplicación de estas fuerzas modales permite evaluar de forma adecuada el desempeño sísmico no lineal de la estructura, ya que refleja con mayor precisión la respuesta dinámica frente a cargas inerciales.

En el caso de estructuras con comportamiento predominantemente modal en el primer modo (participación modal mayor al 70 %), este enfoque proporciona resultados representativos del comportamiento real ante sismos severos. Por tanto, el análisis pushover realizado bajo esta distribución es consistente con los lineamientos del ASCE/SEI 41-13 y la Norma Técnica Peruana E.030. Se definen las cargas laterales pushover para ambas direcciones de análisis, se definen los casos de carga push como no lineales estáticos, y como un tipo aceleración, se debe definir el nodo de control, que será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.

Se define el label central que vendría a ser el nodo central para el análisis, en este caso sería el label 21.

Figura 81

Asignación de Cargas Pushover en dirección X



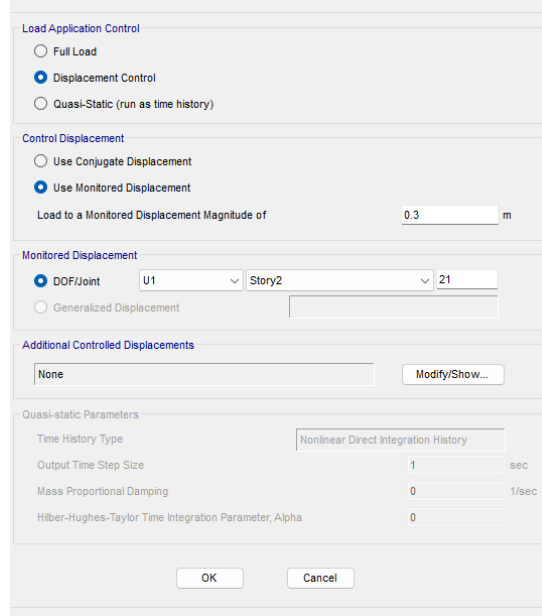
The screenshot shows the 'General' dialog box for defining a load case. The 'Load Case Name' is 'PUSH X', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Mass Source' is 'Previous', and 'Analysis Model' is 'Default'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected. The 'Nonlinear Case' is 'CARGA GRAVITACIONAL'. The 'Loads Applied' table shows one entry: 'Acceleration' with 'Load Name' 'UX' and 'Scale Factor' '-1'. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' as 'Modal', 'Geometric Nonlinearity Option' as 'None', 'Load Application' as 'Displacement Control', 'Results Saved' as 'Multiple States', 'Floor Cracking Analysis' as 'No Cracked Analysis', and 'Nonlinear Parameters' as 'Default - Iterative Event-to-Event'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 82

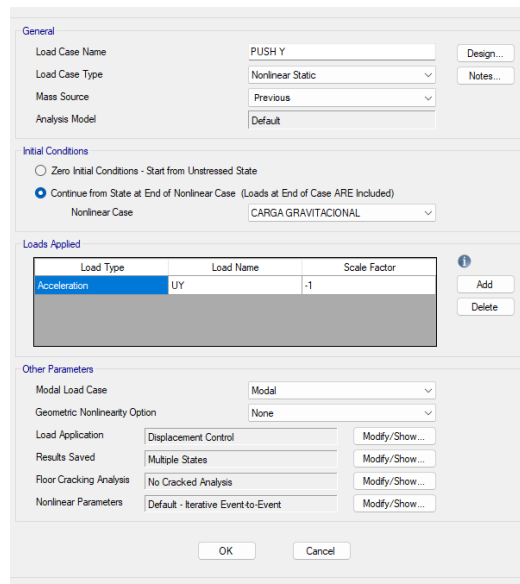
Asignación de Pushover para el Punto Específico en dirección X



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 83

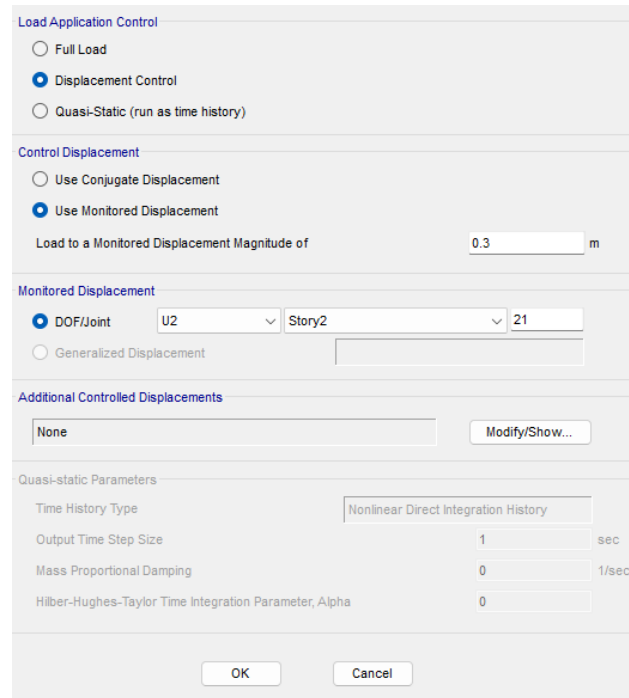
Asignación de Cargas Pushover en dirección Y



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 84

Asignación de Pushover para el Punto Específico en dirección Y



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

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Y también se definió una combinación de envolvente pushover para ver cómo se comporta la estructura en todas las direcciones de análisis.

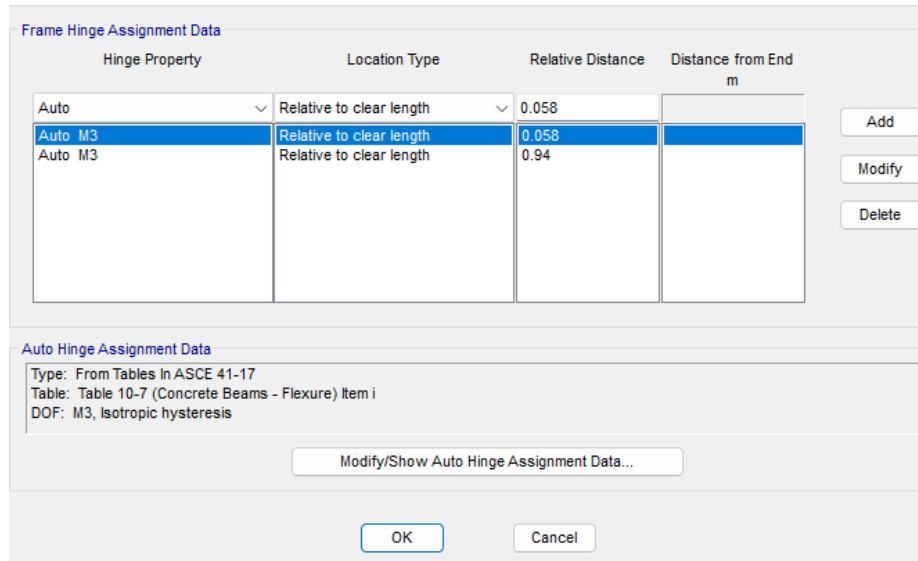
1.5.4. Asignación de Rótulas Plásticas

1.5.4.1. Asignación de Rótulas Plásticas para Vigas. Se definen las rótulas plásticas a base de las tablas que nos ofrece el ASCE 41-17, más específicamente la tabla 10-7, que es la que tiene que ver con el tema de las vigas a flexión, esta tabla del ASCE, donde se marcan muchos de los parámetros, se utiliza para poder construir el diagrama de momento-rotación para este caso, en vigas, el software procesa estos datos automáticamente, igual que esta tabla, las columnas y muros de corte tienen sus propias tablas que siguen los mismos conceptos anteriormente mencionados. En

aproximadamente 5% a 95% de la distancia total se asignan las distancias de las rótulas de cada viga dependiendo de la distancia de la viga igual que en columnas.

Figura 85

Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas



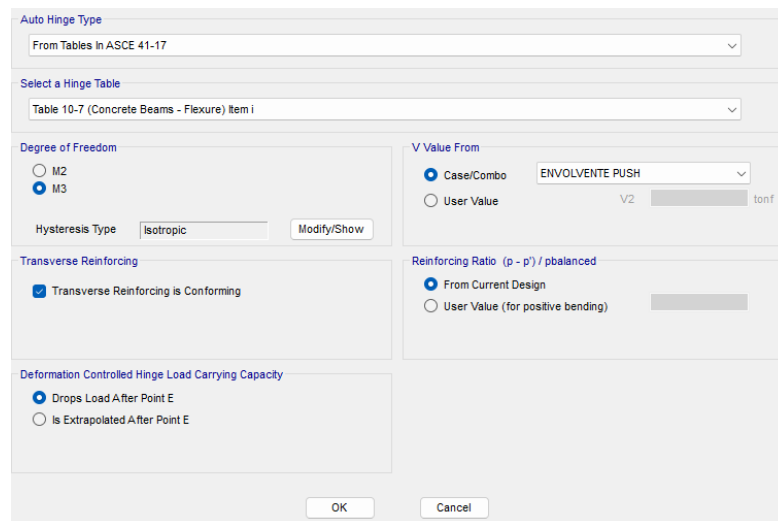
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.058	
Auto M3	Relative to clear length	0.058	
Auto M3	Relative to clear length	0.94	

Auto Hinge Assignment Data
 Type: From Tables In ASCE 41-17
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3, Isotropic hysteresis

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 86

Asignación de Parámetros para Rótulas Plásticas en Vigas



Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Hysteresis Type: Isotropic

V Value From
☒ Case/Combo: ENVOLVENTE PUSH
☐ User Value: V2

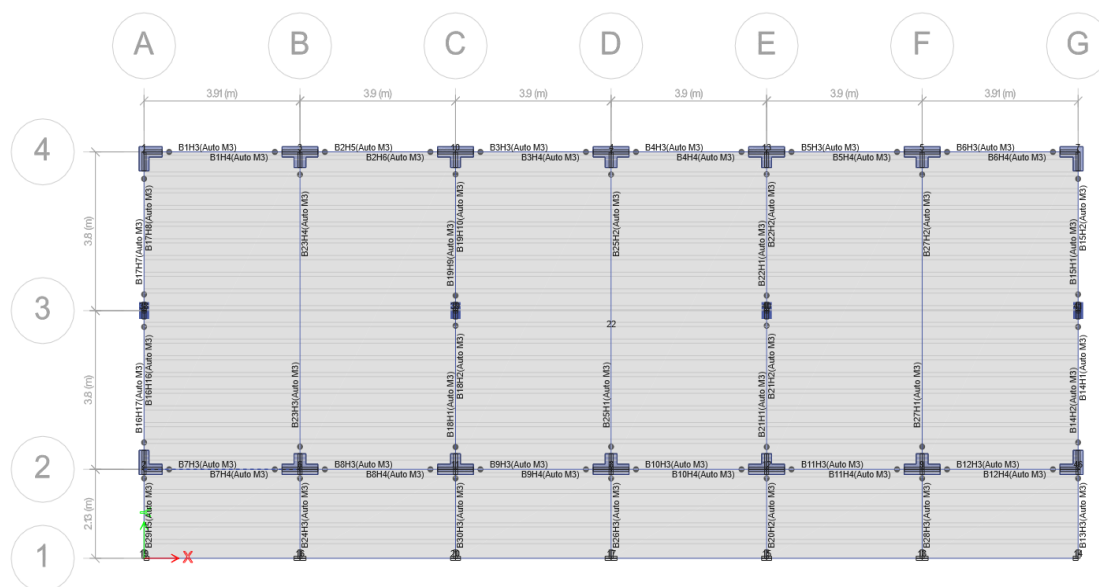
Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 87

Modelo Matemático de Rótulas Plásticas en el Bloque 1 Primer Piso



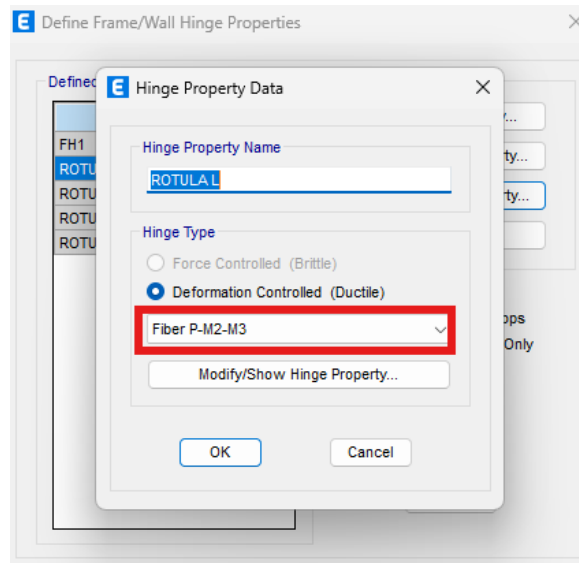
Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.4.2. Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas. Se definen las rótulas plásticas para las columnas de la misma manera que las vigas, pero esta vez con sus propias características, para las columnas el ASCE 41-17 nos ofrece las tablas 10.8 y 10-9, que se utilizan para obtener los parámetros que anteriormente mencionamos para las vigas. Pero se decidió usar rótulas tipo fibra, para todas las columnas para evitar tal vez un problema de reconocimiento en el análisis. A su vez, dado que tenemos columnas irregulares, columnas T y L, que fueron creadas con la opción Section Designer, el software no genera propiedades de rótulas plásticas por defecto para secciones que no sean rectangulares o circulares, así que se asigna la opción de rótulas tipo fibra, (Fiber Hinges). Las rótulas tipo fibra son especialmente recomendadas para secciones no estándar, como

en forma de L, T o formas personalizadas, donde las definiciones tradicionales de interacción PMM pueden no ser aplicables (CSI ETABS v21 – Nonlinear Modeling Manual).

Figura 88

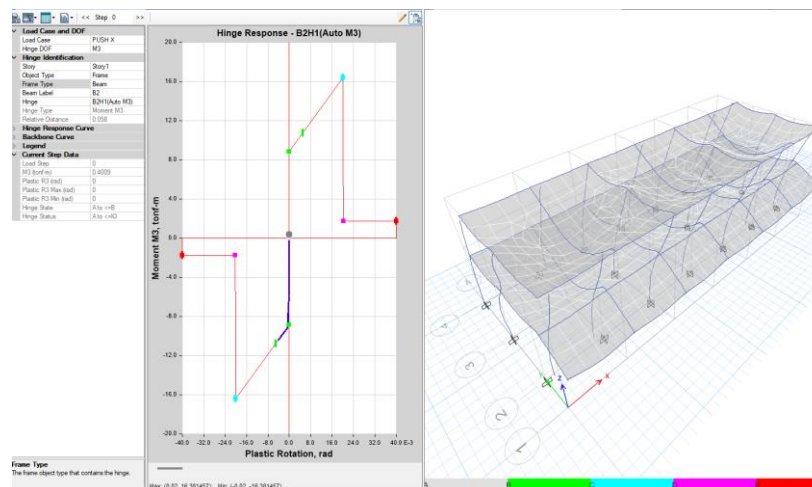
Definición de Rótulas tipo Fibra para Columnas



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 89

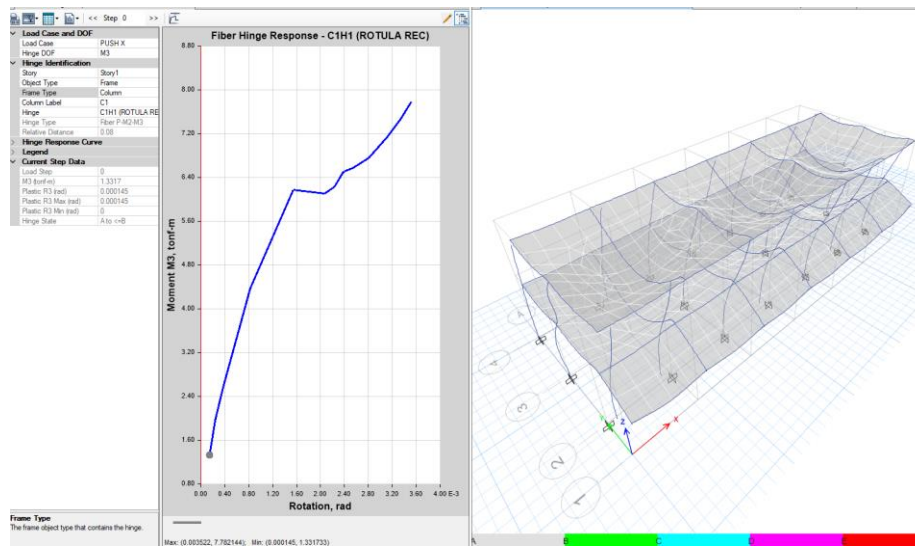
Función de Respuesta de Rótulas para Columnas Irregulares



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 90

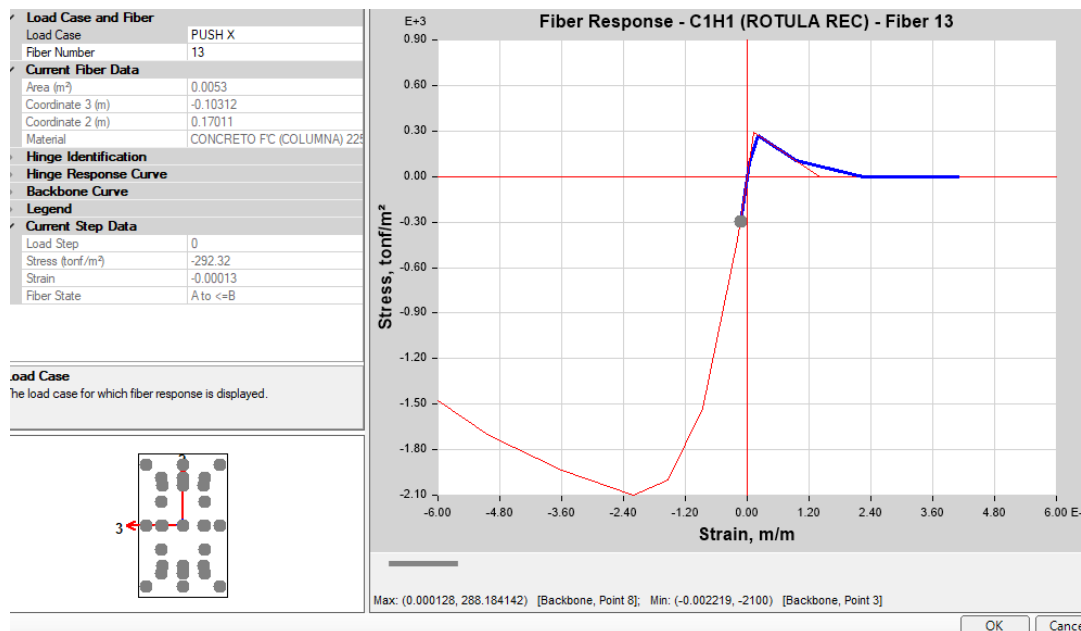
Función de Respuesta de Rótulas para Columnas Irregulares



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 91

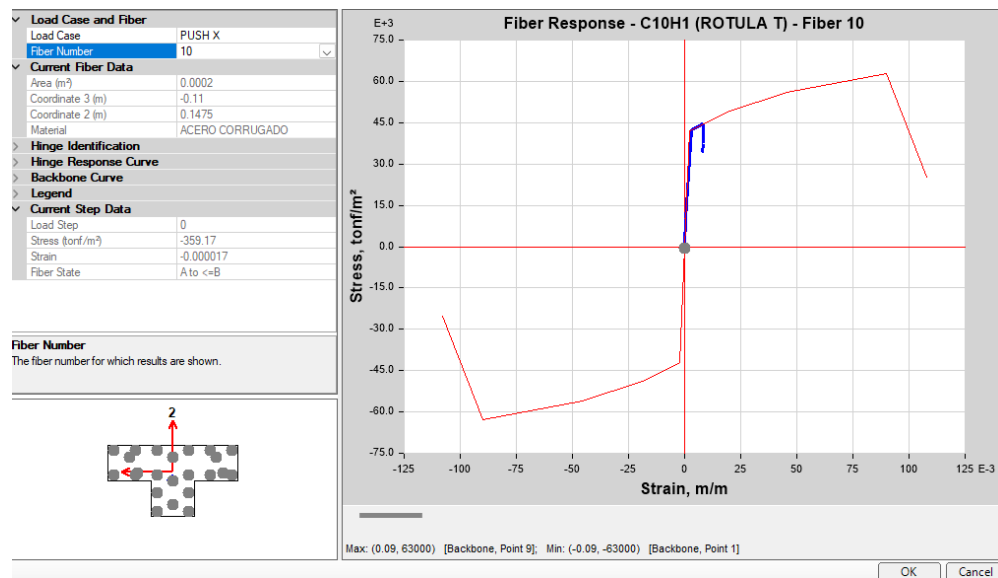
Respuesta de Fibras en Columnas Rectangulares



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 92

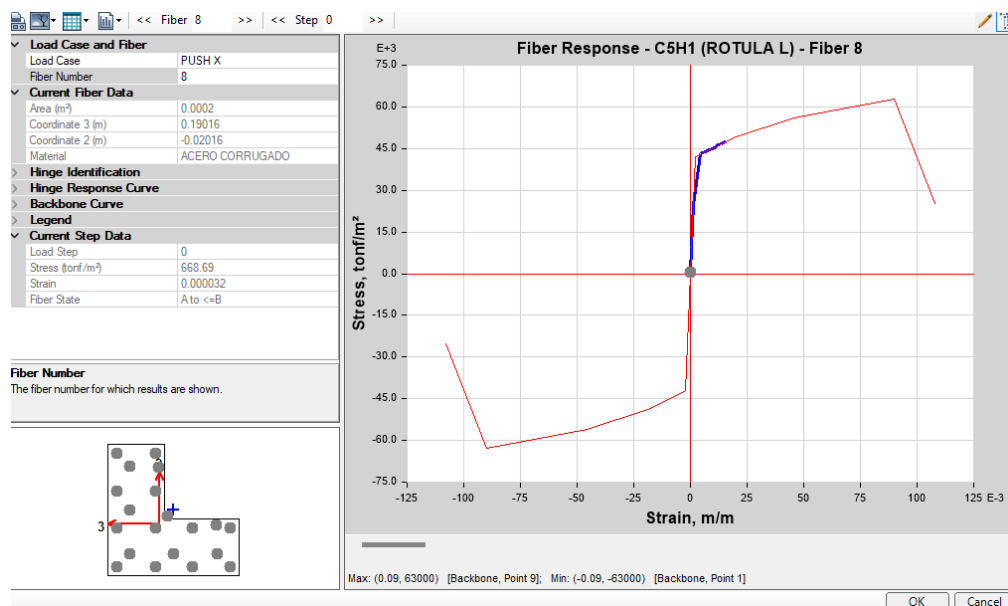
Respuesta de Fibras en Columnas en L



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 93

Respuesta de Fibras en Columnas en T

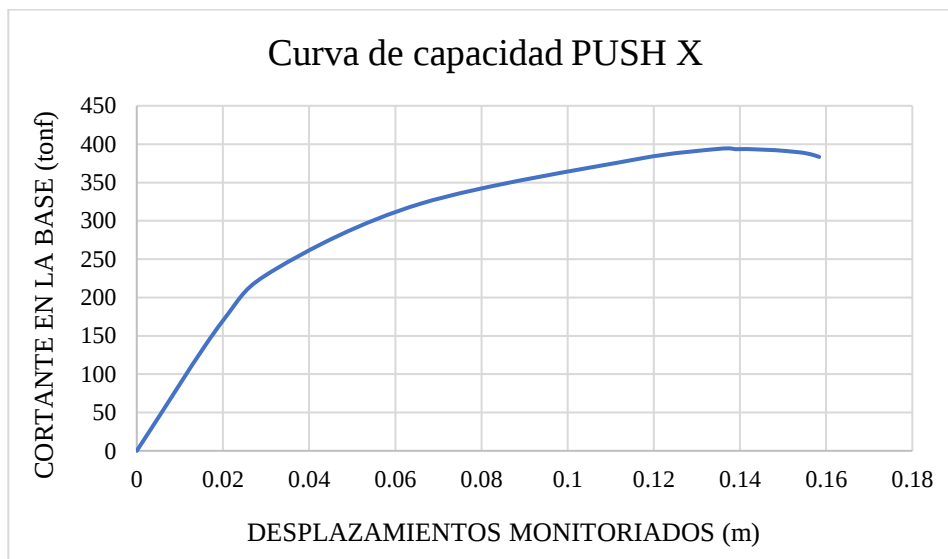


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.5. Curvas de Capacidad

Figura 94

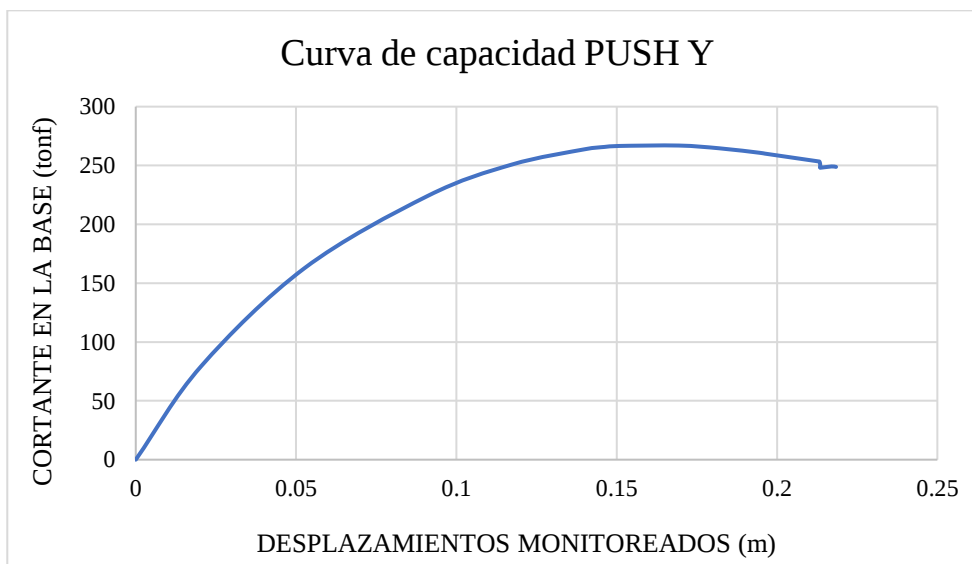
Curva de Capacidad en Dirección X del Bloque 1



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 95

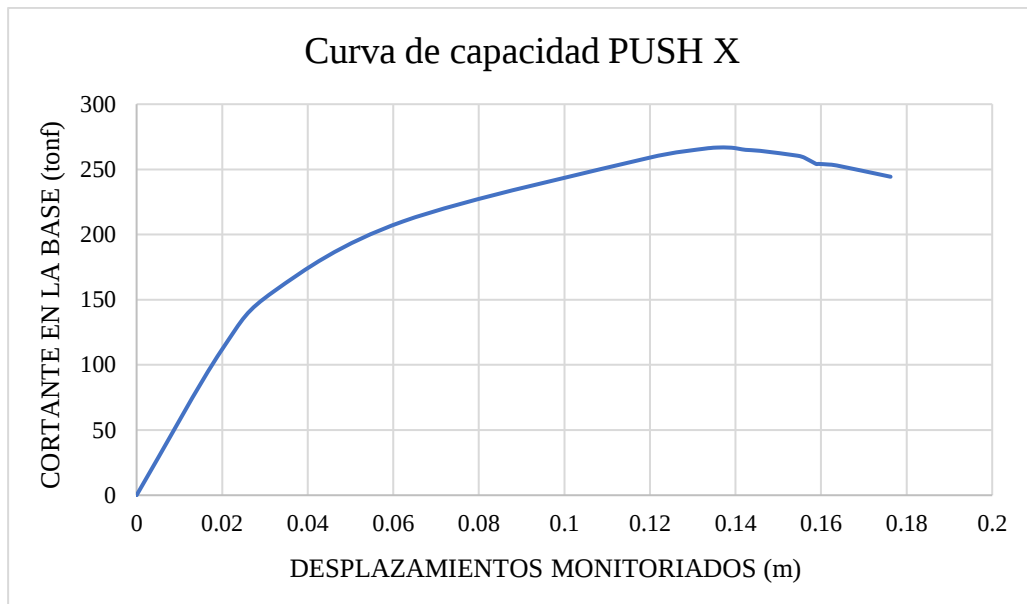
Curva de Capacidad en Dirección Y del Bloque 1



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 96

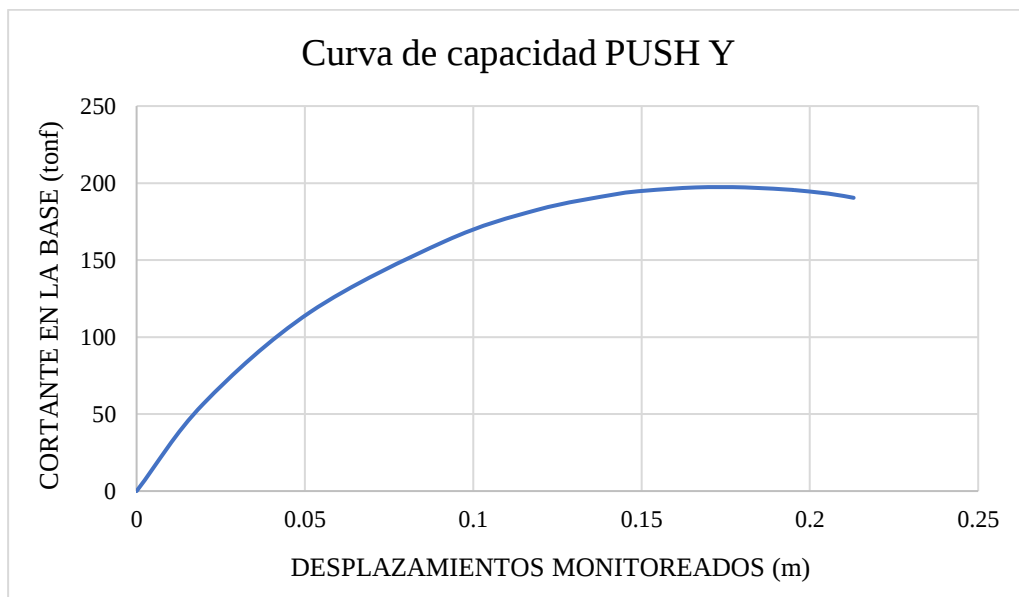
Curva de Capacidad en Dirección X del Bloque 2



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 97

Curva de Capacidad en Dirección Y del Bloque 2



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.6. Niveles de Amenaza Sísmica Según el Comité VISION 2000

El comité de VISION 2000 propone 4 niveles de amenaza sísmica en términos de una probabilidad de excedencia y se muestran en la tabla que a continuación se presenta.

El periodo de retorno T_R puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico “t” de años, mediante la siguiente ecuación.

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Dónde:

p_e = Probabilidad de excedencia

T_R = Periodo de retorno (años)

t = Tiempo de exposición (años)

Tabla 36

Niveles de Amenaza Sísmica según VISION 2000

Evento	Periodo De Retorno	Probabilidad De Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.7. Niveles de Amenaza Sísmica Según el ATC-40

El ATC-40 propone 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la oficial de la palabra inglesa “Earthquake”.

- Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del sismo de diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional de la tabla anterior.
- Sismo de Diseño (DE): Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un periodo de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro de la tabla anterior.
- Sismo Máximo (ME): Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la tabla anterior

1.5.8. Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-17

Propone 5 niveles de peligro sísmico que se utilizan para determinar los diferentes tipos de objetivos de desempeño.

- Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Es equivalente al sismo ocasional de la tabla anterior.
- BSE-1E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-2N.

- BSE-2E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años con un periodo de retorno medio de 975 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-2N.
- BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 475 años. Es el equivalente al sismo raro de la tabla anterior.
- BSE-2N: Corresponde al MCE_R (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11,4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, con un periodo de retorno de 2475 años.

1.5.9. Espectros de Demanda

Los espectros de demanda son gráficos que representan la demanda sísmica (como aceleración, velocidad o desplazamiento) que un sismo impone sobre estructuras con diferentes periodos de vibración. Estos espectros se construyen con las especificaciones de las normas anteriores, que ya están establecidas, se desarrolló en una hoja de cálculo todos los espectros de demanda de las organizaciones anteriormente mencionadas.

A continuación, se presentan los espectros de demanda para VISION 2000, ATC-40 y ASCE/SEI 41-13, junto con las tablas empleadas para obtener los valores de periodo, coeficiente sísmico C_y y espectros S_a , exportados del análisis dinámico al desarrollar el espectro de respuesta inelástico. Se considera un factor de reducción $R = 8$ por tratarse de una estructura aporricada. Este factor es relevante, ya que, al analizar el comportamiento no lineal, se debe eliminar su efecto (asignando $R = 1$) para representar el comportamiento real de la estructura.

Tabla 37

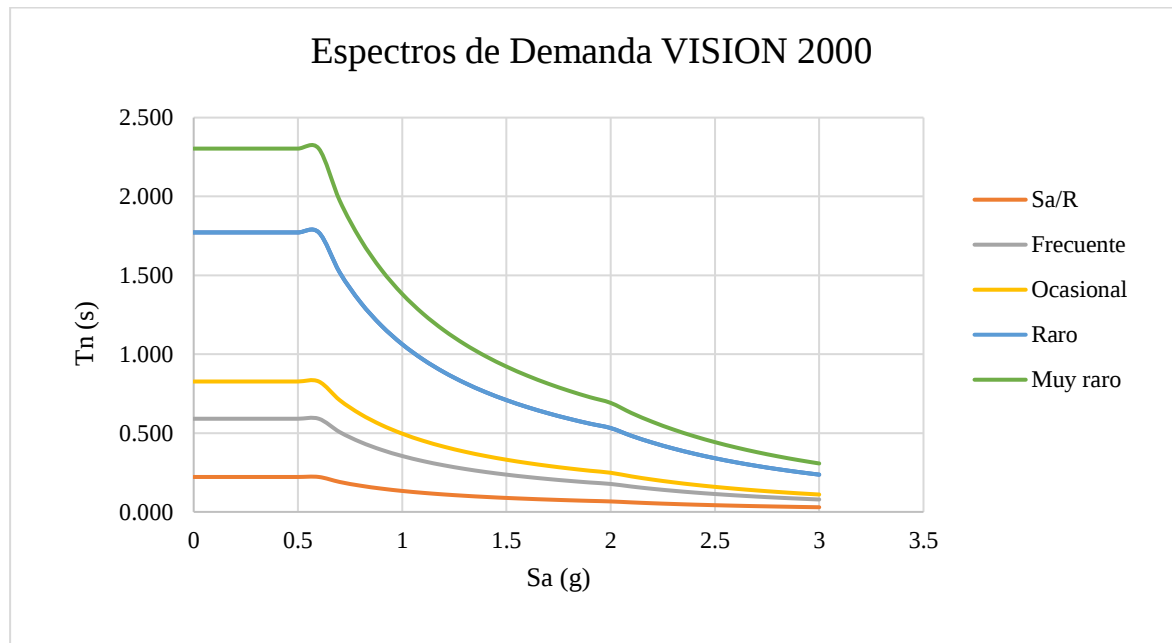
Parámetros para los Espectros de Demanda según VISION 2000

Tn	C	Sa	Sa/R	Sa1=0.33 Sa	Sa2=1.4 Sa1	Sa3=1.00 Sa	Sa2=1.3 Sa
				FRECUENTE	OCASIONAL	RARO	MUY RARO
0	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.1	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.2	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.3	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.4	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.5	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.6	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.7	2.143	1.519	0.1898	0.5063	0.7088	1.5188	1.9744
0.8	1.875	1.329	0.1661	0.4430	0.6202	1.3289	1.7276
0.9	1.667	1.181	0.1477	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
1	1.500	1.063	0.1329	0.3544	0.4961	1.0631	1.3821
1.1	1.364	0.966	0.1208	0.3222	0.4510	0.9665	1.2564
1.2	1.250	0.886	0.1107	0.2953	0.4134	0.8859	1.1517
1.3	1.154	0.818	0.1022	0.2726	0.3816	0.8178	1.0631
1.4	1.071	0.759	0.0949	0.2531	0.3544	0.7594	0.9872
1.5	1.000	0.709	0.0886	0.2363	0.3308	0.7088	0.9214
1.6	0.938	0.664	0.0831	0.2215	0.3101	0.6645	0.8638
1.7	0.882	0.625	0.0782	0.2085	0.2918	0.6254	0.8130
1.8	0.833	0.591	0.0738	0.1969	0.2756	0.5906	0.7678
1.9	0.789	0.560	0.0699	0.1865	0.2611	0.5595	0.7274
2	0.750	0.532	0.0664	0.1772	0.2481	0.5316	0.6910
2.1	0.680	0.482	0.0603	0.1607	0.2250	0.4821	0.6268
2.2	0.620	0.439	0.0549	0.1464	0.2050	0.4393	0.5711
2.3	0.567	0.402	0.0502	0.1340	0.1876	0.4019	0.5225
2.4	0.521	0.369	0.0461	0.1230	0.1723	0.3691	0.4799
2.5	0.480	0.340	0.0425	0.1134	0.1588	0.3402	0.4423
2.6	0.444	0.315	0.0393	0.1048	0.1468	0.3145	0.4089
2.7	0.412	0.292	0.0365	0.0972	0.1361	0.2917	0.3792
2.8	0.383	0.271	0.0339	0.0904	0.1266	0.2712	0.3526
2.9	0.357	0.253	0.0316	0.0843	0.1180	0.2528	0.3287
3	0.333	0.236	0.0295	0.0788	0.1103	0.2363	0.3071

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 98

Espectros de Demanda VISION 2000



Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Tabla 38

Parámetros para los Espectros de Demanda según ATC-40

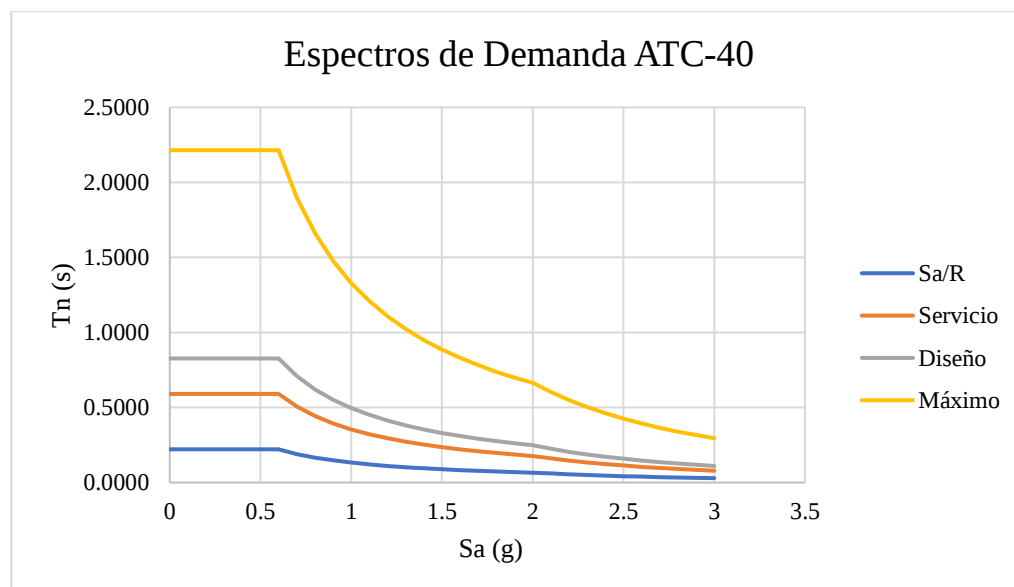
				SERVICIO	DISEÑO	MÁXIMO
Tn	C	Sa	Sa/R	Sa 1	Sa2=1.4 Sa1	Sa3=1.25 Sa
0	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.1	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.2	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.3	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.4	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.5	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.6	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	2.2148
0.7	2.143	1.519	0.1898	0.5063	0.7088	1.8984
0.8	1.875	1.329	0.1661	0.4430	0.6202	1.6611
0.9	1.667	1.181	0.1477	0.3938	0.5513	1.4766
1	1.500	1.063	0.1329	0.3544	0.4961	1.3289

1.1	1.364	0.966	0.1208	0.3222	0.4510	1.2081
1.2	1.250	0.886	0.1107	0.2953	0.4134	1.1074
1.3	1.154	0.818	0.1022	0.2726	0.3816	1.0222
1.4	1.071	0.759	0.0949	0.2531	0.3544	0.9492
1.5	1.000	0.709	0.0886	0.2363	0.3308	0.8859
1.6	0.938	0.664	0.0831	0.2215	0.3101	0.8306
1.7	0.882	0.625	0.0782	0.2085	0.2918	0.7817
1.8	0.833	0.591	0.0738	0.1969	0.2756	0.7383
1.9	0.789	0.560	0.0699	0.1865	0.2611	0.6994
2	0.750	0.532	0.0664	0.1772	0.2481	0.6645
2.1	0.680	0.482	0.0603	0.1607	0.2250	0.6027
2.2	0.620	0.439	0.0549	0.1464	0.2050	0.5491
2.3	0.567	0.402	0.0502	0.1340	0.1876	0.5024
2.4	0.521	0.369	0.0461	0.1230	0.1723	0.4614
2.5	0.480	0.340	0.0425	0.1134	0.1588	0.4253
2.6	0.444	0.315	0.0393	0.1048	0.1468	0.3932
2.7	0.412	0.292	0.0365	0.0972	0.1361	0.3646
2.8	0.383	0.271	0.0339	0.0904	0.1266	0.3390
2.9	0.357	0.253	0.0316	0.0843	0.1180	0.3160
3	0.333	0.236	0.0295	0.0788	0.1103	0.2953

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 99

Espectros de Demanda ATC-40



Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 100

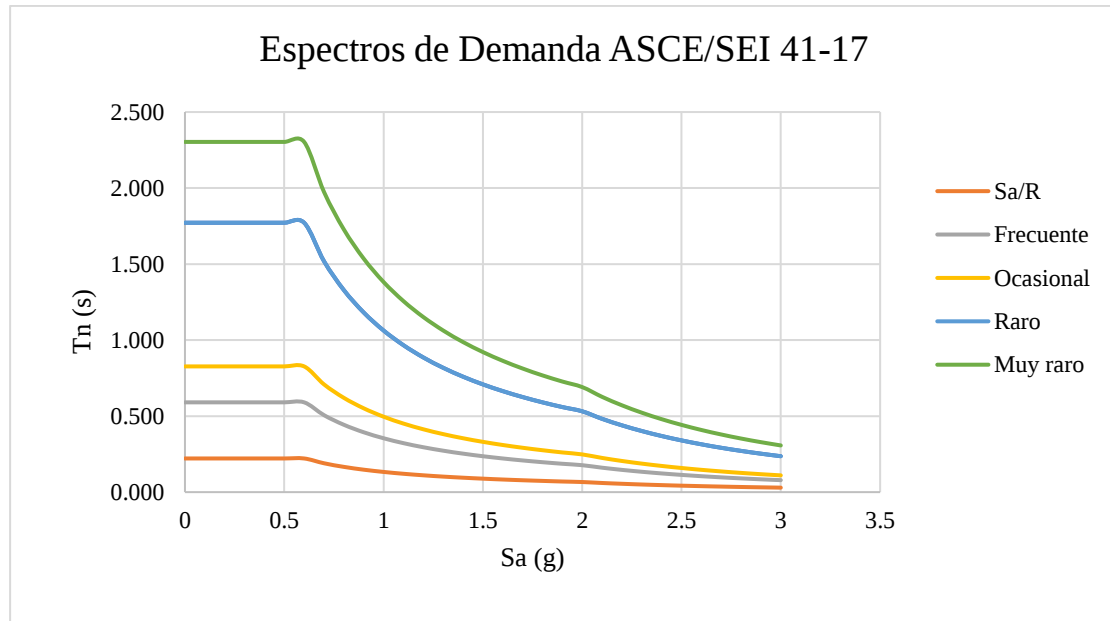
Parámetros para los Espectros de Demanda según ASCE/SEI 41-13

				Sa1=0.33 Sa	Sa2=1.4 Sa1	Sa3=1.00 Sa	Sa2=1.3 Sa
Tn	C	Sa	Sa/R	FRECUENTE	OCASIONAL	RARO	MUY RARO
0	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.1	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.2	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.3	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.4	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.5	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.6	2.500	1.772	0.2215	0.5906	0.8269	1.7719	2.3034
0.7	2.143	1.519	0.1898	0.5063	0.7088	1.5188	1.9744
0.8	1.875	1.329	0.1661	0.4430	0.6202	1.3289	1.7276
0.9	1.667	1.181	0.1477	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
1	1.500	1.063	0.1329	0.3544	0.4961	1.0631	1.3821
1.1	1.364	0.966	0.1208	0.3222	0.4510	0.9665	1.2564
1.2	1.250	0.886	0.1107	0.2953	0.4134	0.8859	1.1517
1.3	1.154	0.818	0.1022	0.2726	0.3816	0.8178	1.0631
1.4	1.071	0.759	0.0949	0.2531	0.3544	0.7594	0.9872
1.5	1.000	0.709	0.0886	0.2363	0.3308	0.7088	0.9214
1.6	0.938	0.664	0.0831	0.2215	0.3101	0.6645	0.8638
1.7	0.882	0.625	0.0782	0.2085	0.2918	0.6254	0.8130
1.8	0.833	0.591	0.0738	0.1969	0.2756	0.5906	0.7678
1.9	0.789	0.560	0.0699	0.1865	0.2611	0.5595	0.7274
2	0.750	0.532	0.0664	0.1772	0.2481	0.5316	0.6910
2.1	0.680	0.482	0.0603	0.1607	0.2250	0.4821	0.6268
2.2	0.620	0.439	0.0549	0.1464	0.2050	0.4393	0.5711
2.3	0.567	0.402	0.0502	0.1340	0.1876	0.4019	0.5225
2.4	0.521	0.369	0.0461	0.1230	0.1723	0.3691	0.4799
2.5	0.480	0.340	0.0425	0.1134	0.1588	0.3402	0.4423
2.6	0.444	0.315	0.0393	0.1048	0.1468	0.3145	0.4089
2.7	0.412	0.292	0.0365	0.0972	0.1361	0.2917	0.3792
2.8	0.383	0.271	0.0339	0.0904	0.1266	0.2712	0.3526
2.9	0.357	0.253	0.0316	0.0843	0.1180	0.2528	0.3287
3	0.333	0.236	0.0295	0.0788	0.1103	0.2363	0.3071

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 101

Espectros de Demanda ASCE/SEI 41-17



Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

1.5.10. Punto de Desempeño

El punto de desempeño representa una estimación del desplazamiento máximo en el techo de una edificación ante un sismo de diseño. A partir de este valor, es posible determinar el nivel de daño probable en la estructura y compararlo con el objetivo de desempeño establecido. Esto facilita la identificación de posibles deficiencias en los elementos estructurales, permitiendo aplicar medidas correctivas específicas cuando sea necesario.

Existen diversos métodos para estimar este punto utilizando los resultados del análisis pushover, entre los cuales destacan el Método del Espectro de Capacidad y el Método del Coeficiente. Ambos han sido desarrollados y aceptados en los últimos años como herramientas confiables dentro de los estándares de evaluación sísmica. Del programa de análisis estructural obtenemos todos los datos para obtener los puntos de desempeño. A continuación, se muestran los

puntos de desempeño obtenidos por el FEMA 440 y para el ASCE 41/13, para ambas direcciones de análisis, y para los 4 sismos que nos menciona VISION 2000.

Tabla 39

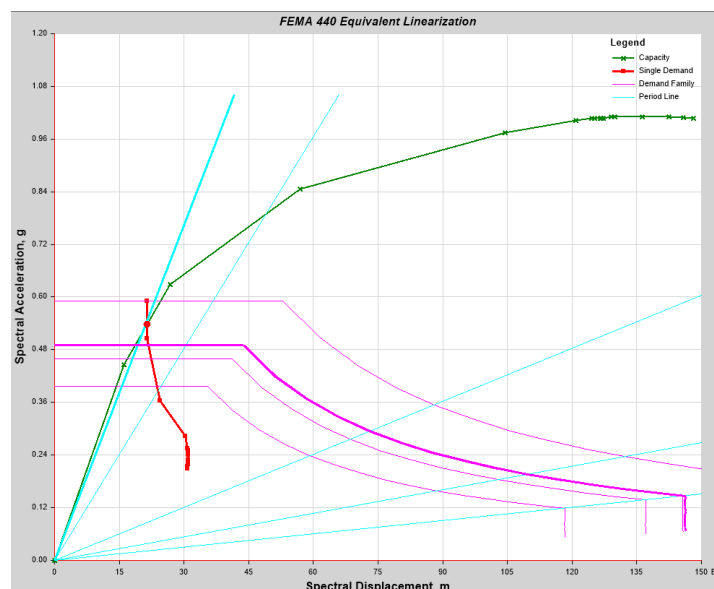
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1

SISMO FRECUENTE	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	208.7867
DSPLAZAMIENTO (m)	0.027103
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.022412
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.55461
T SECANTE (sec)	0.401
T EFETIVA (sec)	0.399
RADIO DE DUCTILIDAD	1.387645
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.0606
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.992014

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 102

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 40

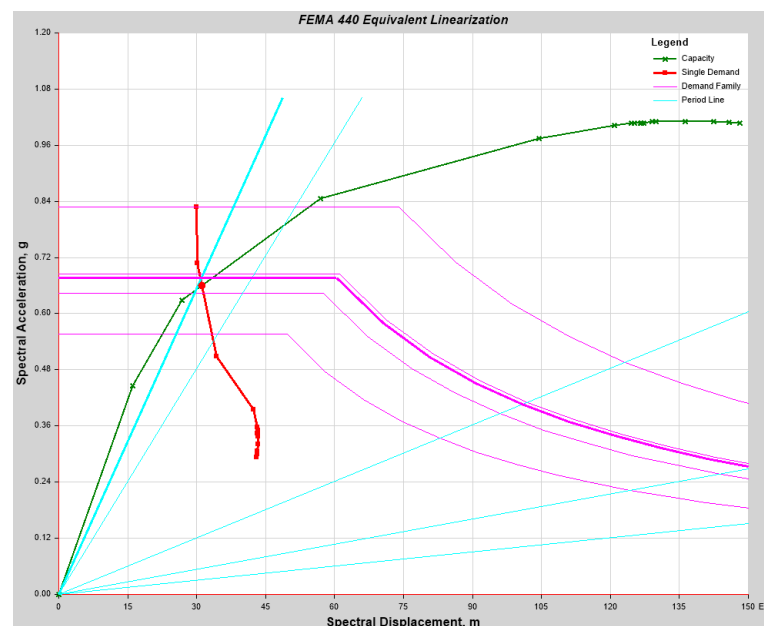
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1

SISMO OCASIONAL	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	248.9803
DSPLAZAMIENTO (m)	0.036982
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.660601
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.031083
T SECANTE (sec)	0.429
T EFETIVA (sec)	0.409
RADIO DE DUCTILIDAD	1.813359
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.0785
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.91296

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 103

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 41

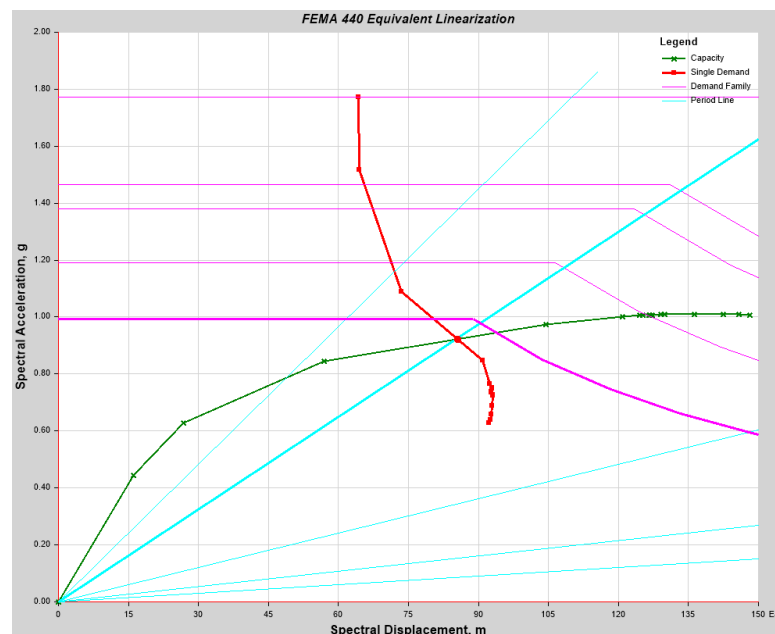
Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1

SISMO RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	357.4432
DSPLAZAMIENTO (m)	0.096254
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.922792
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.085537
T SECANTE (sec)	0.603
T EFETIVA (sec)	0.541
RADIO DE DUCTILIDAD	3.60659
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1769
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.808605

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 104

Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 42

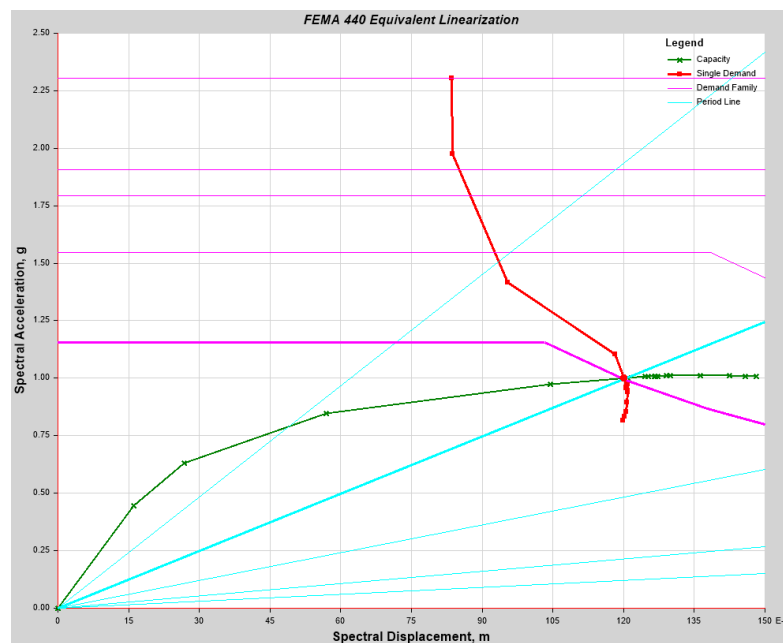
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 1

SISMO MUY RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	392.509
DSPLAZAMIENTO (m)	0.132711
INTERSECCIÓN Sa (g)	1.000605
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.120055
T SECANTE (sec)	0.695
T EFETIVA (sec)	0.609
RADIO DE DUCTILIDAD	4.609075
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.2015
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.768903

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 105

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 43

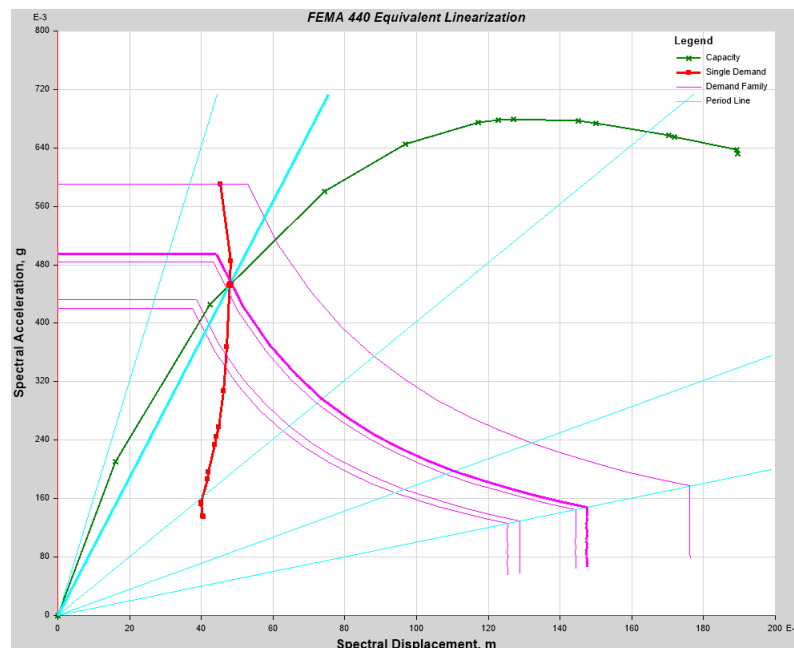
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1

SISMO FRECUENTE	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	173.4418
DSPLAZAMIENTO (m)	0.059322
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.452984
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.047931
T SECANTE (sec)	0.647
T EFETIVA (sec)	0.686
RADIO DE DUCTILIDAD	2.718988
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1384
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.123291

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 106

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 44

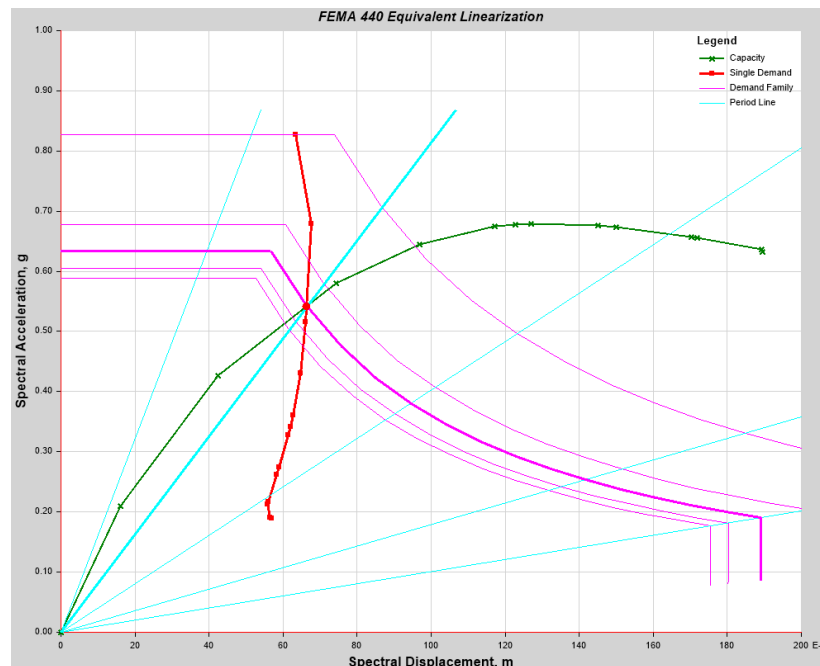
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1

SISMO OCASIONAL	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	208.5582
DSPLAZAMIENTO (m)	0.081285
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.541246
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.066237
T SECANTE (sec)	0.696
T EFETIVA (sec)	0.724
RADIO DE DUCTILIDAD	3.02811
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.159
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.08202

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 107

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 45

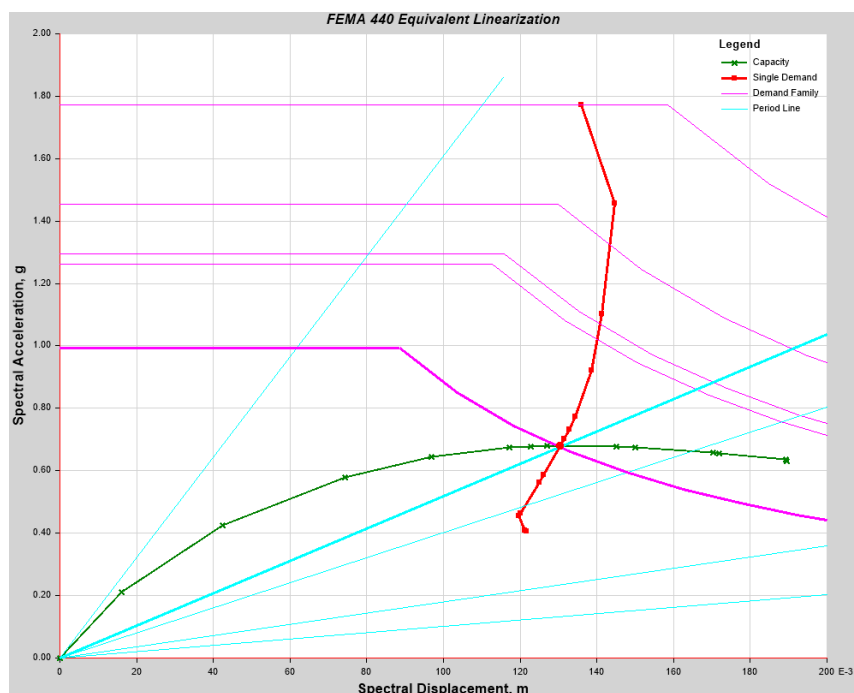
Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1

SISMO RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	266.6637
DSPLAZAMIENTO (m)	0.153957
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.679016
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.130286
T SECANTE (sec)	0.879
T EFETIVA (sec)	0.805
RADIO DE DUCTILIDAD	3.704496
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1907
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.840402

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 108

Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 46

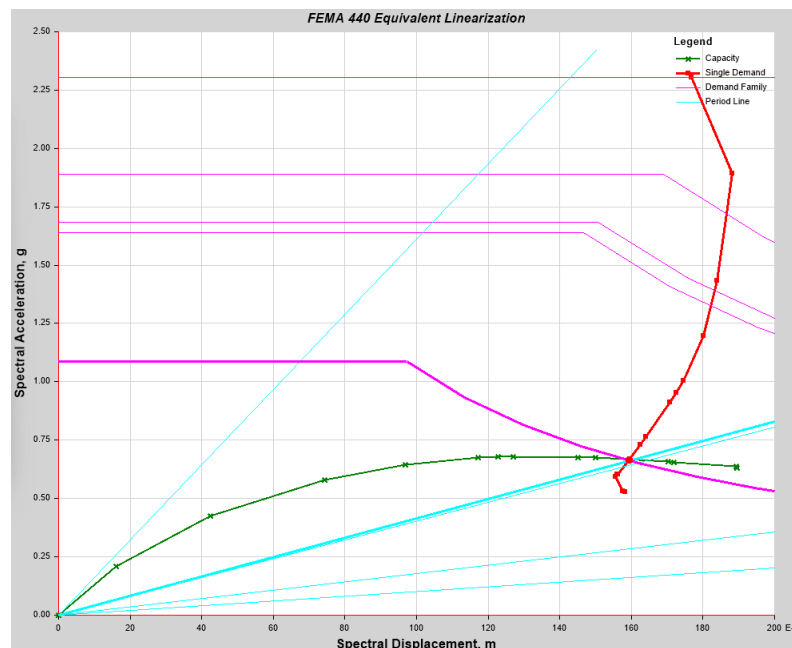
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 1

SISMO MUY RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	263.7467
DSPLAZAMIENTO (m)	0.183625
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.666466
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.159277
T SECANTE (sec)	0.981
T EFETIVA (sec)	0.829
RADIO DE DUCTILIDAD	3.923552
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1962
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.7171

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 109

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 47

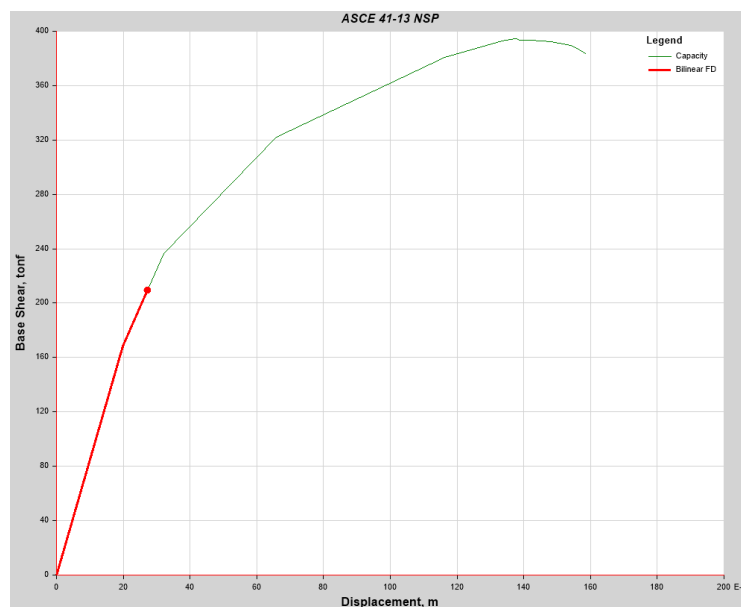
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO FRECUENTE	
C0	1.211696
C1	1.056692
C2	1.00211
Sa (g)	0.590802
Te (seg)	0.382
Ki (tonf/m)	8497.851
Ke (tonf/m)	8497.851
Ti (seg)	0.382
Alpha	0.652919
uStrength	1.496199
Dy (m)	0.019802
Vy (tonf)	168.2767
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 110

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 48

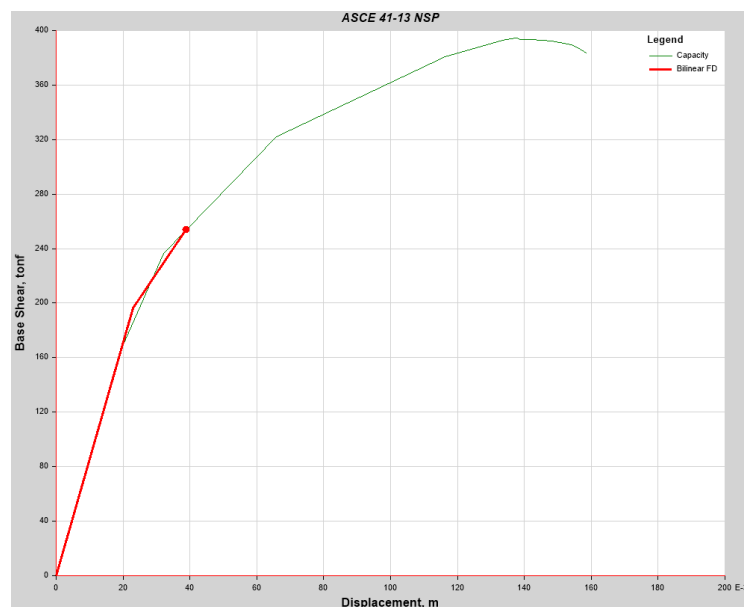
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO OCASIONAL	
C0	1.192751
C1	1.091067
C2	1.005444
Sa (g)	0.827182
Te (seg)	0.382
Ki (tonf/m)	8497.851
Ke (tonf/m)	8497.851
Ti (seg)	0.382
Alpha	0.428994
uStrength	1.797064
Dy (m)	0.023083
Vy (tonf)	196.1595
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 111

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 49

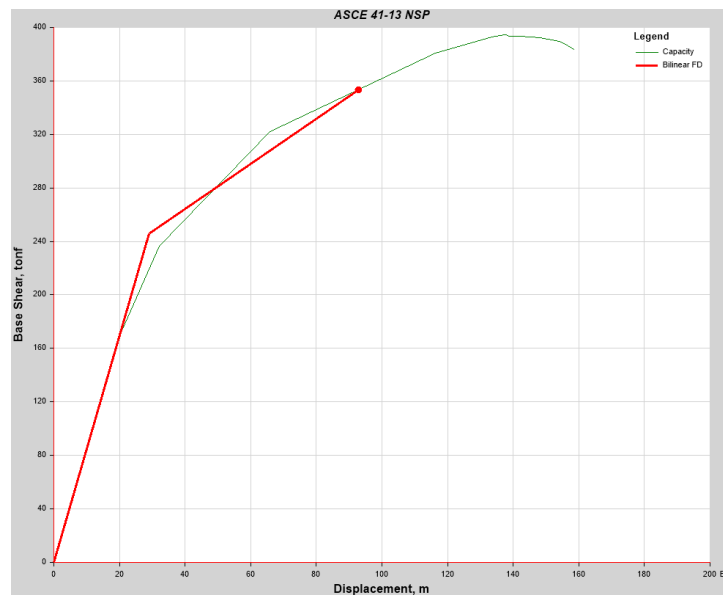
Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO RARO	
C0	1.133355
C1	1.236914
C2	1.036845
Sa (g)	1.772505
Te (seg)	0.382
Ki (tonf/m)	8497.851
Ke (tonf/m)	8497.851
Ti (seg)	0.382
Alpha	0.198357
uStrength	3.073595
Dy (m)	0.02892
Vy (tonf)	245.7607
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 112

Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 50

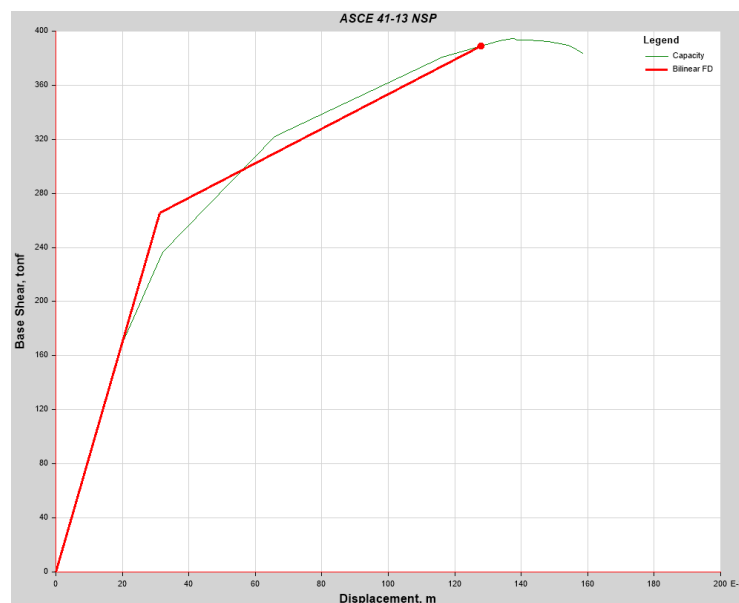
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO MUY RARO	
C0	1.108208
C1	1.308308
C2	1.062397
Sa (g)	2.304187
Te (seg)	0.382
Ki (tonf/m)	8497.851
Ke (tonf/m)	8497.851
Ti (seg)	0.382
Alpha	0.150434
uStrength	3.698471
Dy (m)	0.031243
Vy (tonf)	265.5015
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 113

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 51

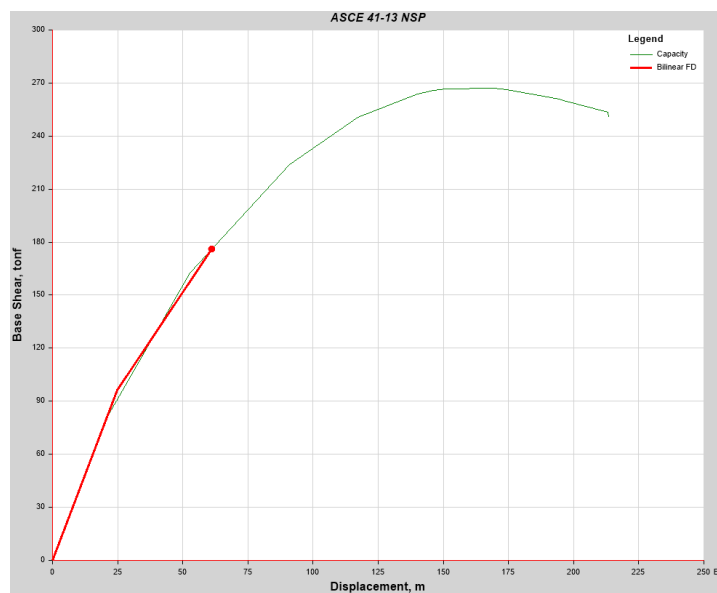
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO FRECUENTE	
C0	1.238565
C1	1.086905
C2	1.010494
Sa (g)	0.590802
Te (seg)	0.556
Ki (tonf/m)	3894.703
Ke (tonf/m)	3894.703
Ti (seg)	0.556
Alpha	0.564064
uStrength	2.610105
Dy (m)	0.024767
Vy (tonf)	96.4618
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 114

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 52

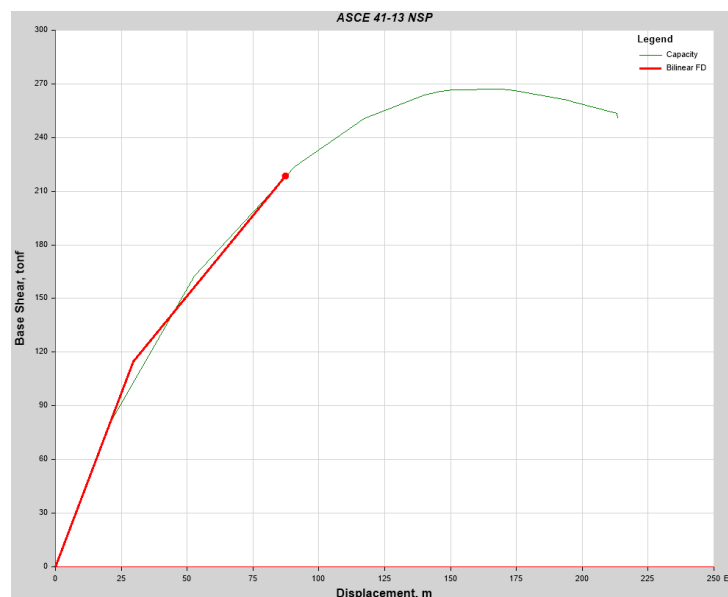
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO OCASIONAL	
C0	1.225907
C1	1.111894
C2	1.017397
Sa (g)	0.827182
Te (seg)	0.556
Ki (tonf/m)	3894.703
Ke (tonf/m)	3894.703
Ti (seg)	0.556
Alpha	0.459112
uStrength	3.073066
Dy (m)	0.029453
Vy (tonf)	114.7099
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 115

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 53

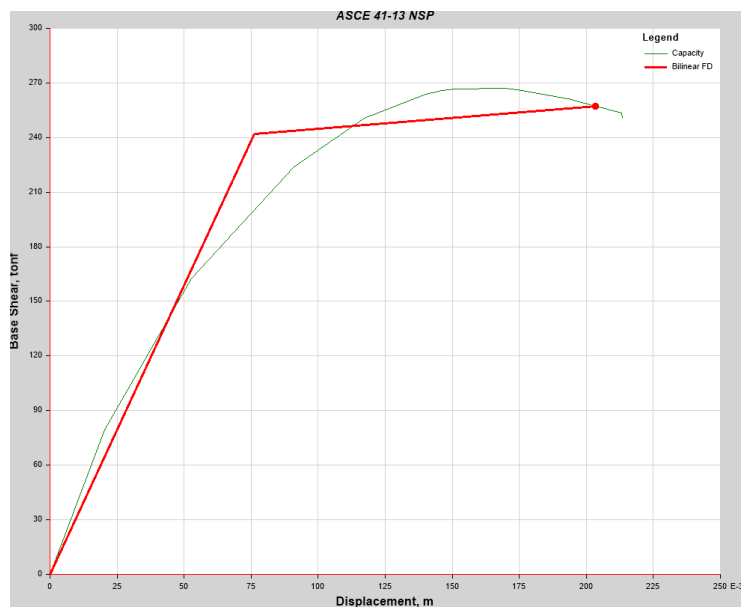
Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO RARO	
C0	1.135656
C1	1.090476
C2	1.013935
Sa (g)	1.734363
Te (seg)	0.615
Ki (tonf/m)	3894.703
Ke (tonf/m)	3178.991
Ti (seg)	0.556
Alpha	0.037532
uStrength	3.053642
Dy (m)	0.076138
Vy (tonf)	242.0435
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 116

Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 54

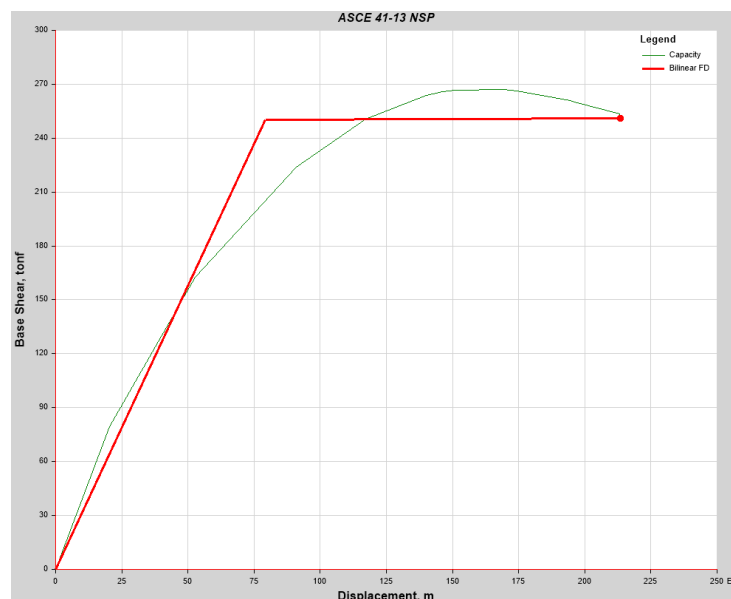
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 1

SISMO MUY RARO	
C0	1.07491
C1	1.123433
C2	1.026149
Sa (g)	2.246342
Te (seg)	0.618
Ki (tonf/m)	3894.703
Ke (tonf/m)	3153.191
Ti (seg)	0.556
Alpha	0.002006
uStrength	3.824649
Dy (m)	0.079379
Vy (tonf)	250.2971
Peso (tonf)	426.15892
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 117

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 1



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 55

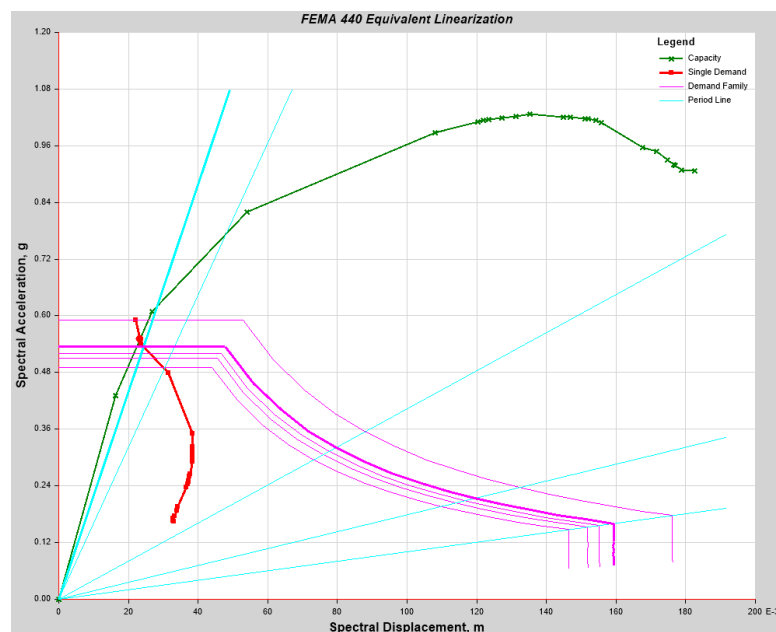
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2

SISMO FRECUENTE	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	142.0115
DSPLAZAMIENTO (m)	0.028209
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.551503
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.023295
T SECANTE (sec)	0.41
T EFETIVA (sec)	0.408
RADIO DE DUCTILIDAD	1.43794
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.0619
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.990968

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 118

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 56

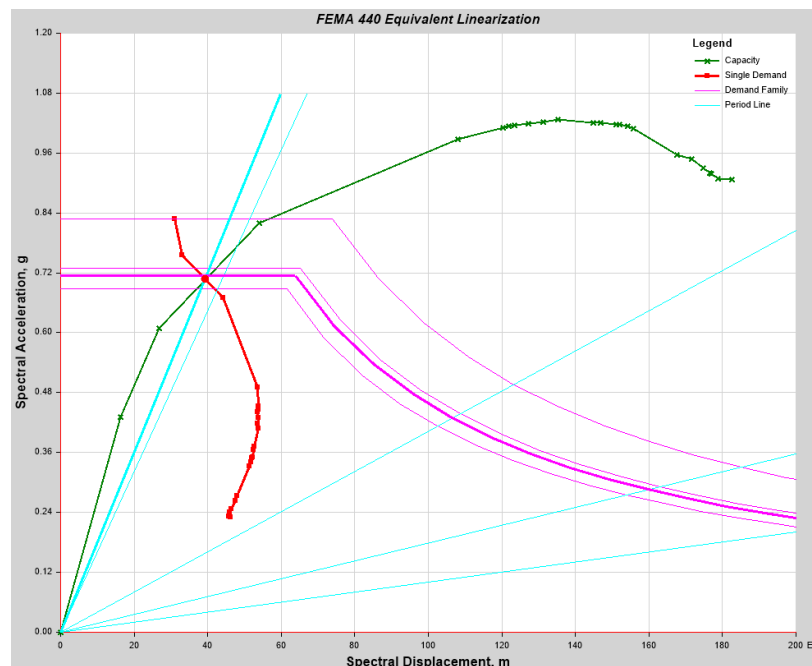
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2

SISMO OCASIONAL	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	181.4001
DSPLAZAMIENTO (m)	0.046141
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.707065
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.039374
T SECANTE (sec)	0.464
T EFETIVA (sec)	0.471
RADIO DE DUCTILIDAD	2.109611
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.0982
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.026376

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 119

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 57

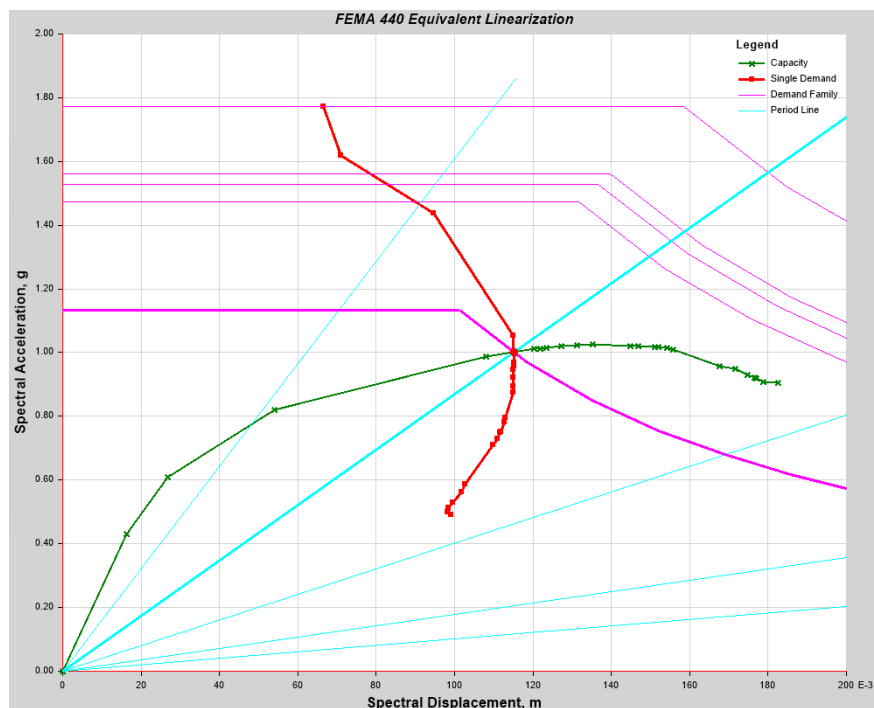
Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2

SISMO RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	262.8222
DSPLAZAMIENTO (m)	0.127097
INTERSECCIÓN Sa (g)	1.001477
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.115166
T SECANTE (sec)	0.68
T EFETIVA (sec)	0.672
RADIO DE DUCTILIDAD	4.452672
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.201
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.976798

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 120

Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 58

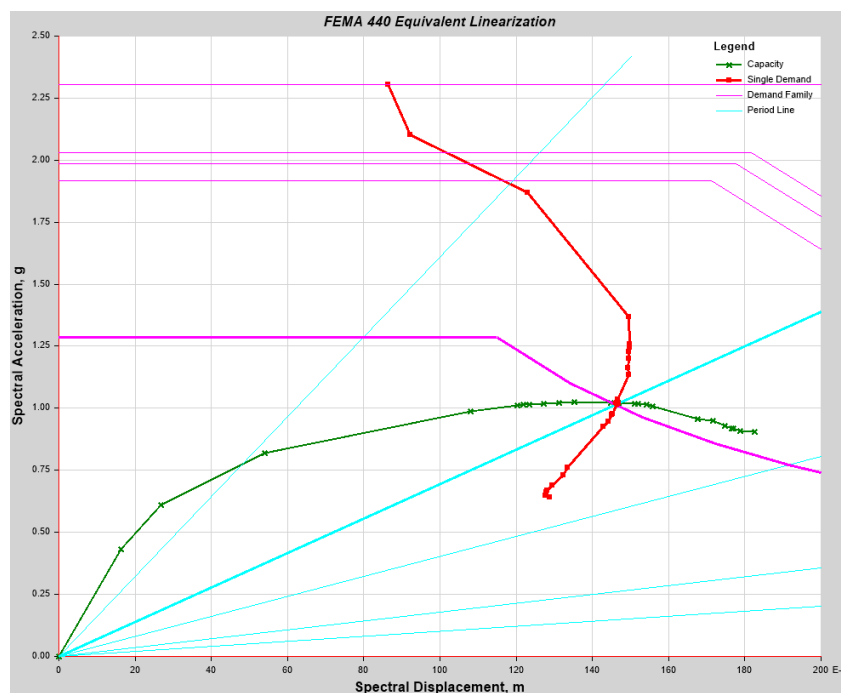
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según FEMA 440 Bloque 2

SISMO MUY RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	259.3463
DSPLAZAMIENTO (m)	0.155726
INTERSECCIÓN Sa (g)	1.020994
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.146495
T SECANTE (sec)	0.76
T EFETIVA (sec)	0.704
RADIO DE DUCTILIDAD	5.081132
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.2031
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.857463

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 121

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 59

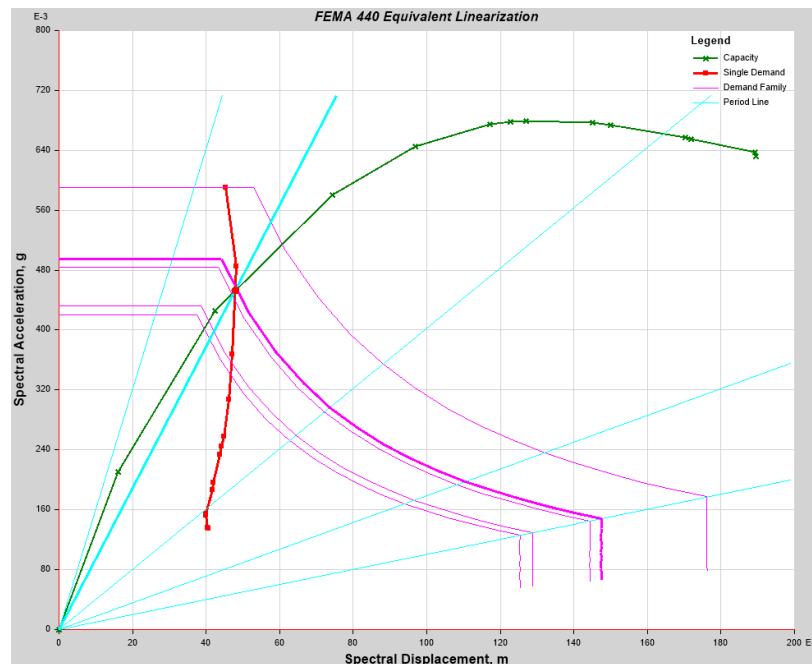
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2

SISMO FRECUENTE	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	143.8433
DSPLAZAMIENTO (m)	0.075629
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.55128
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.061626
T SECANTE (sec)	0.663
T EFETIVA (sec)	0.803
RADIO DE DUCTILIDAD	3.018208
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1577
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.464712

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 122

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 60

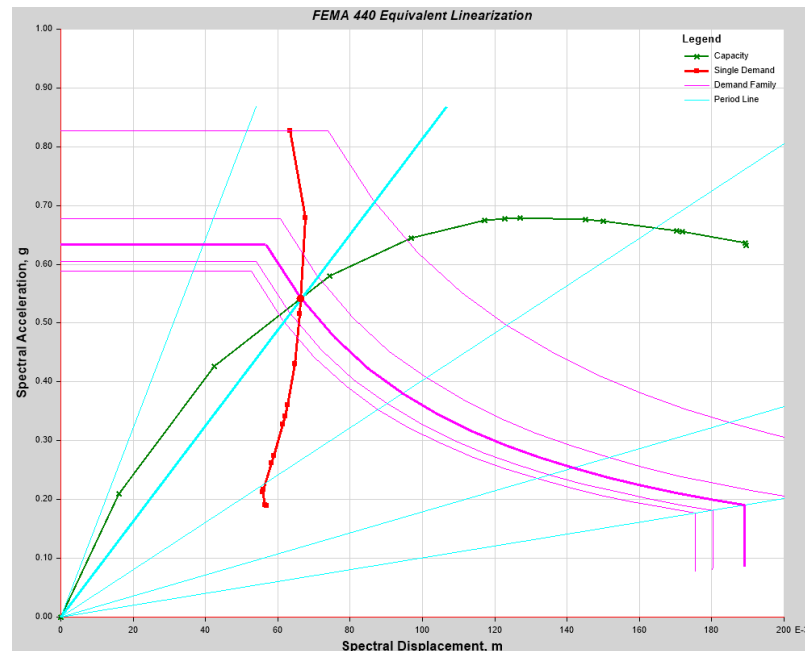
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2

SISMO OCASIONAL	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	173.6999
DSPLAZAMIENTO (m)	0.107038
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.661329
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.088283
T SECANTE (sec)	0.731
T EFETIVA (sec)	0.876
RADIO DE DUCTILIDAD	3.43798
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1811
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.436737

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 123

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 61

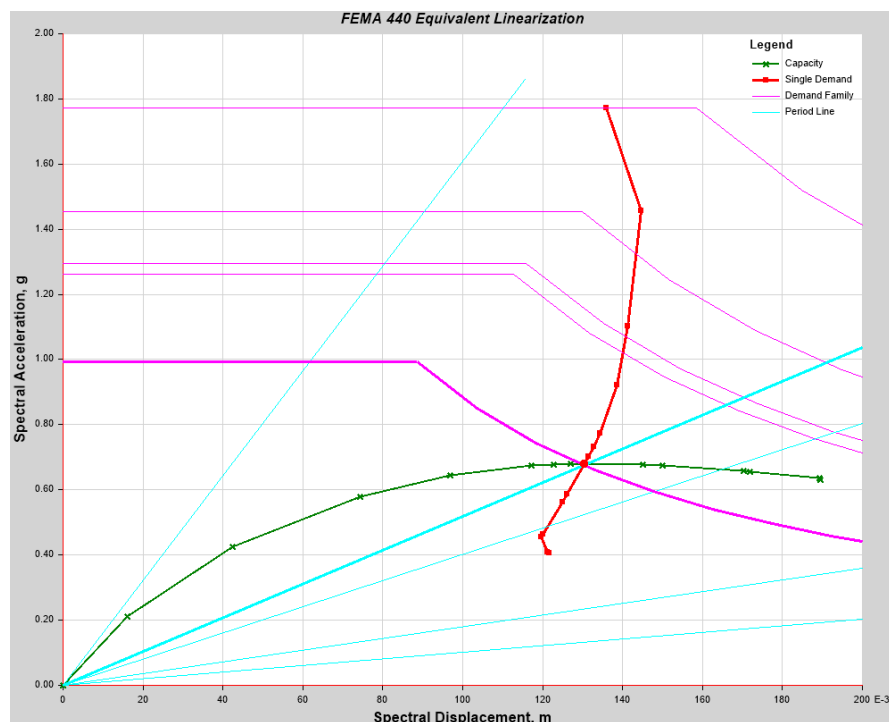
Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2

SISMO RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	197.1781
DSPLAZAMIENTO (m)	0.179026
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.73737
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.154023
T SECANTE (sec)	0.917
T EFETIVA (sec)	0.903
RADIO DE DUCTILIDAD	4.040586
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1991
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	0.971204

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 124

Punto de Desempeño de Sismo Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 62

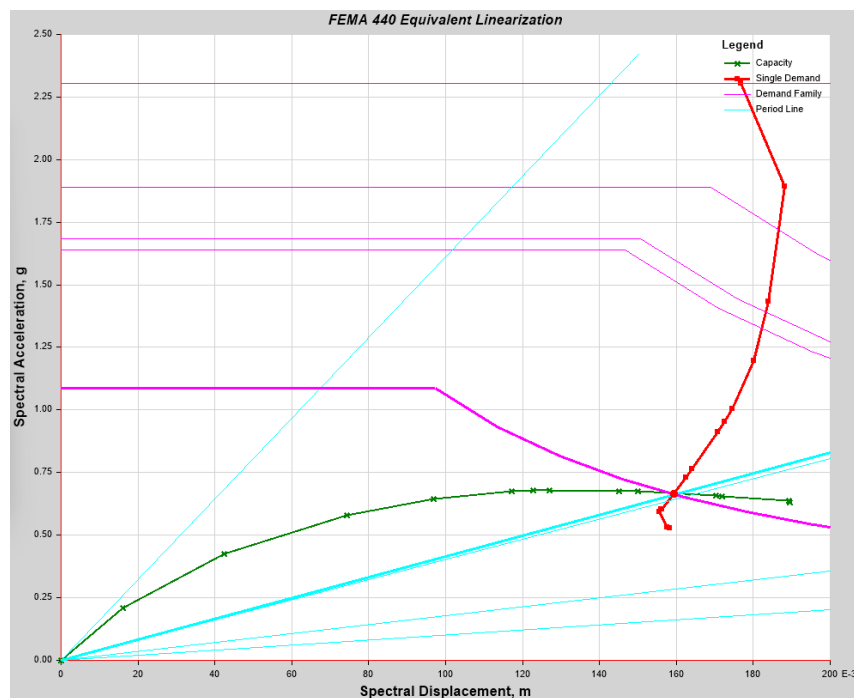
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según FEMA 440 Bloque 2

SISMO MUY RARO	
INTERSECCIÓN DEL PUNTO	Si
FUERZA CORTANTE (tonf)	173.6999
DSPLAZAMIENTO (m)	0.107038
INTERSECCIÓN Sa (g)	0.661329
INTERSECCIÓN Sd (m)	0.088283
T SECANTE (sec)	0.731
T EFETIVA (sec)	0.876
RADIO DE DUCTILIDAD	3.43798
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	0.1811
FACTOR DE MODIFICACIÓN (m)	1.436737

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 125

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro FEMA 440 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 63

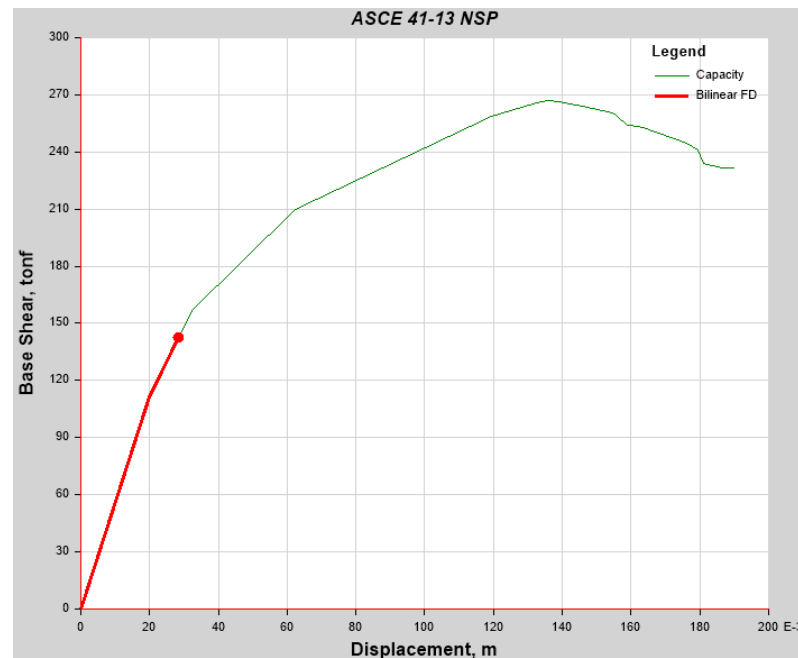
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO FRECUENTE	
C0	1.213016
C1	1.059427
C2	1.002401
Sa (g)	0.590802
Te (seg)	0.389
Ki (tonf/m)	5600.048
Ke (tonf/m)	5600.048
Ti (seg)	0.389
Alpha	0.656266
uStrength	1.538717
Dy (m)	0.019918
Vy (tonf)	111.5427
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 126

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 64

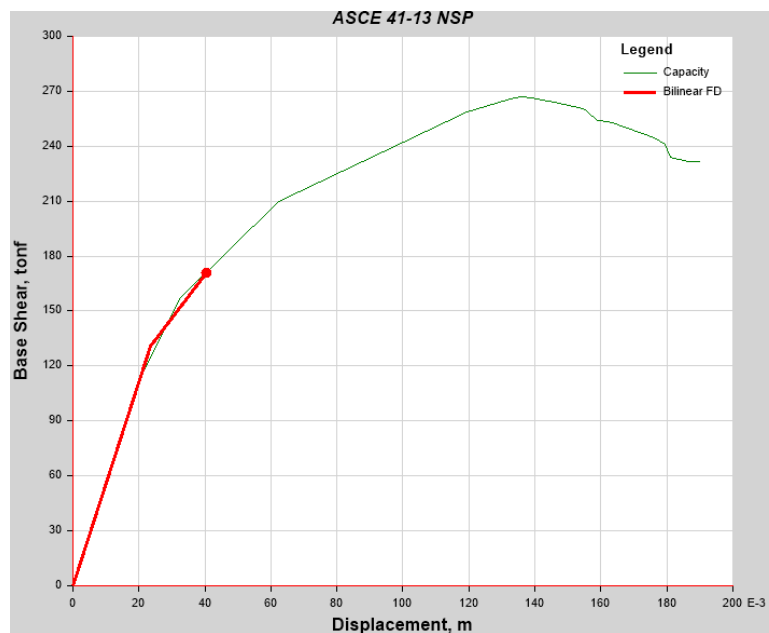
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO OCASIONAL	
C0	1.191227
C1	1.092147
C2	1.005773
Sa (g)	0.827182
Te (seg)	0.389
Ki (tonf/m)	5600.048
Ke (tonf/m)	5600.048
Ti (seg)	0.389
Alpha	0.42299
uStrength	1.83533
Dy (m)	0.02338
Vy (tonf)	130.9319
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 127

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 65

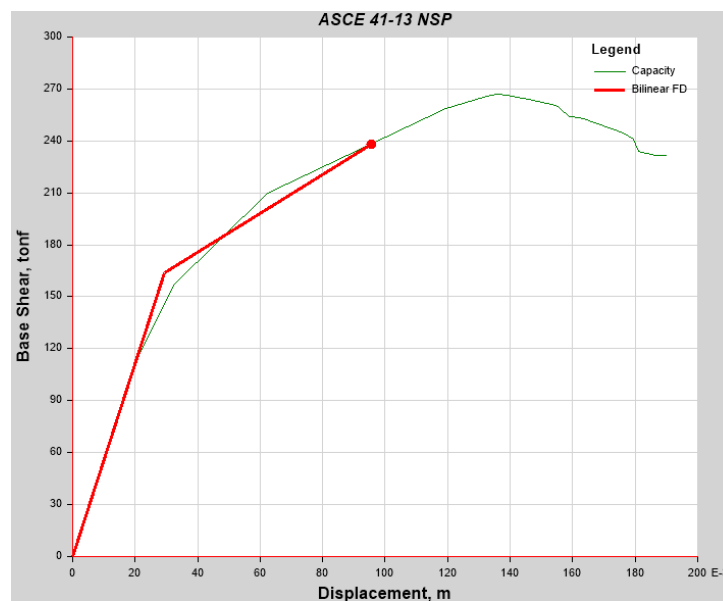
Parámetros para Sismo Raro para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO RARO	
C0	1.126524
C1	1.235968
C2	1.037857
Sa (g)	1.772505
Te (seg)	0.389
Ki (tonf/m)	5600.048
Ke (tonf/m)	5600.048
Ti (seg)	0.389
Alpha	0.200201
uStrength	3.139096
Dy (m)	0.029292
Vy (tonf)	164.0368
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 128

Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 66

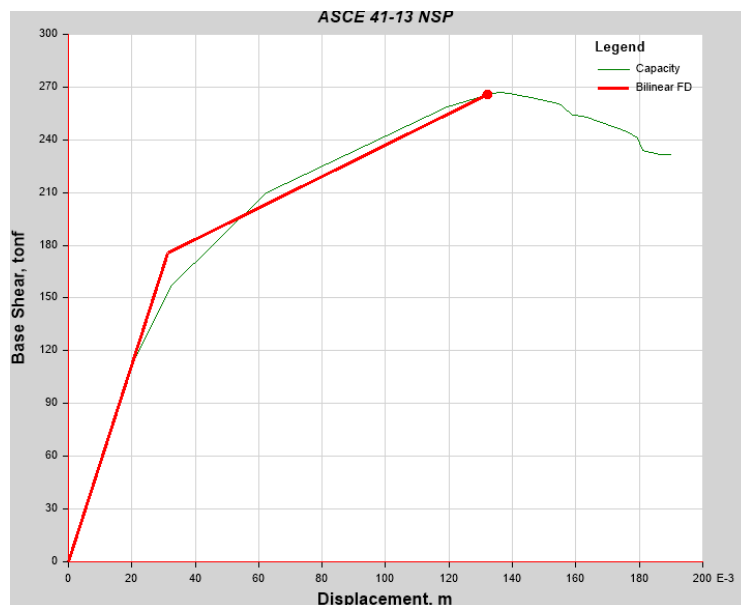
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH X según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO MUY RARO	
C0	1.101234
C1	1.309624
C2	1.065179
Sa (g)	2.304224
Te (seg)	0.389
Ki (tonf/m)	5600.048
Ke (tonf/m)	5600.048
Ti (seg)	0.389
Alpha	0.159122
uStrength	3.806799
Dy (m)	0.0314
Vy (tonf)	175.8423
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 129

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH X Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 67

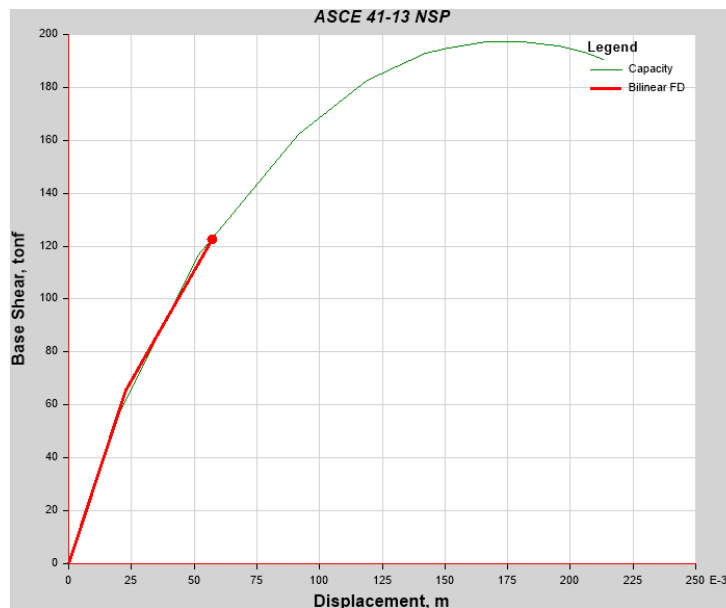
Parámetros para Sismo Frecuente para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO FRECUENTE	
C0	1.23837
C1	1.09398
C2	1.011382
Sa (g)	0.590802
Te (seg)	0.535
Ki (tonf/m)	2857.015
Ke (tonf/m)	2857.015
Ti (seg)	0.535
Alpha	0.583545
uStrength	2.614788
Dy (m)	0.022975
Vy (tonf)	65.6393
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 130

Punto de Desempeño de Sismo Frecuente ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 68

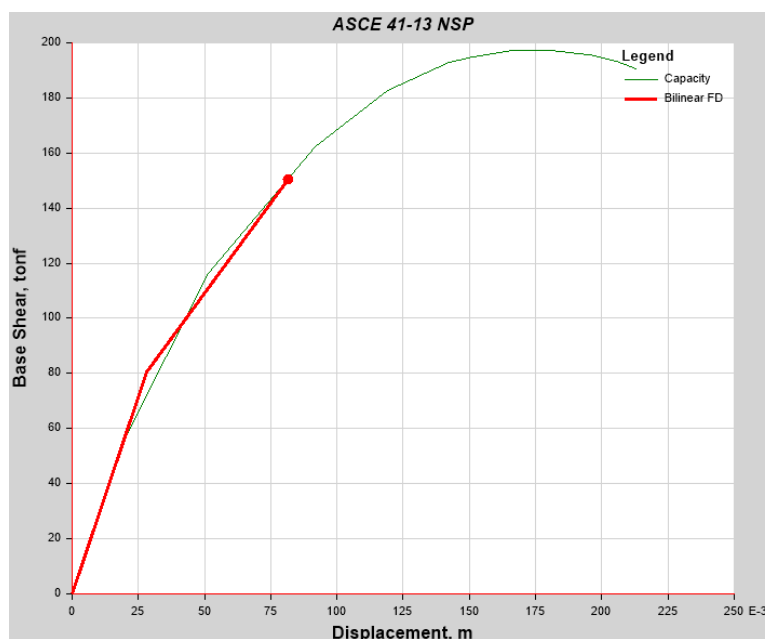
Parámetros para Sismo Ocasional para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO OCASIONAL	
C0	1.226971
C1	1.115362
C2	1.01715
Sa (g)	0.827182
Te (seg)	0.535
Ki (tonf/m)	2857.015
Ke (tonf/m)	2857.015
Ti (seg)	0.535
Alpha	0.459901
uStrength	2.982193
Dy (m)	0.028204
Vy (tonf)	80.5794
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 131

Punto de Desempeño de Sismo Ocasional ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 69

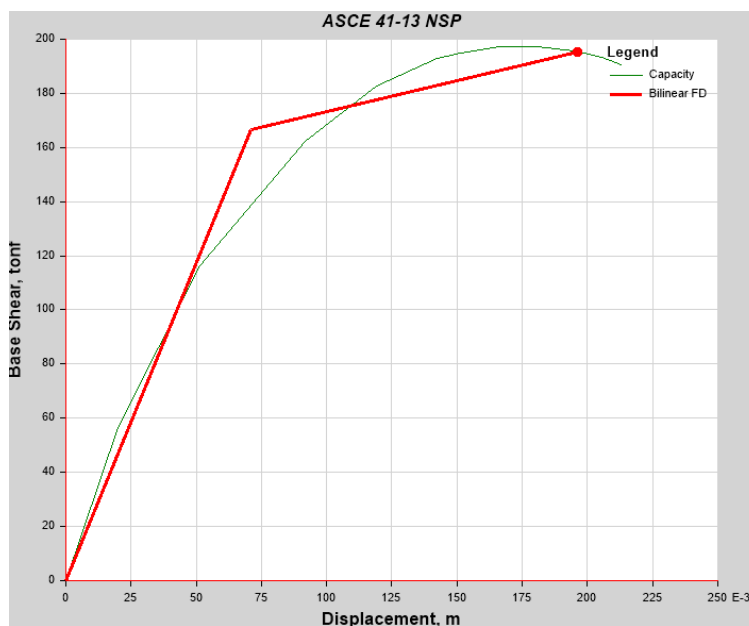
Parámetros para Sismo Raro para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO RARO	
C0	1.147511
C1	1.099775
C2	1.015657
Sa (g)	1.772505
Te (seg)	0.591
Ki (tonf/m)	2857.015
Ke (tonf/m)	2340.985
Ti (seg)	0.535
Alpha	0.097932
uStrength	3.092261
Dy (m)	0.071133
Vy (tonf)	166.5213
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 132

Punto de Desempeño de Sismo Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Tabla 70

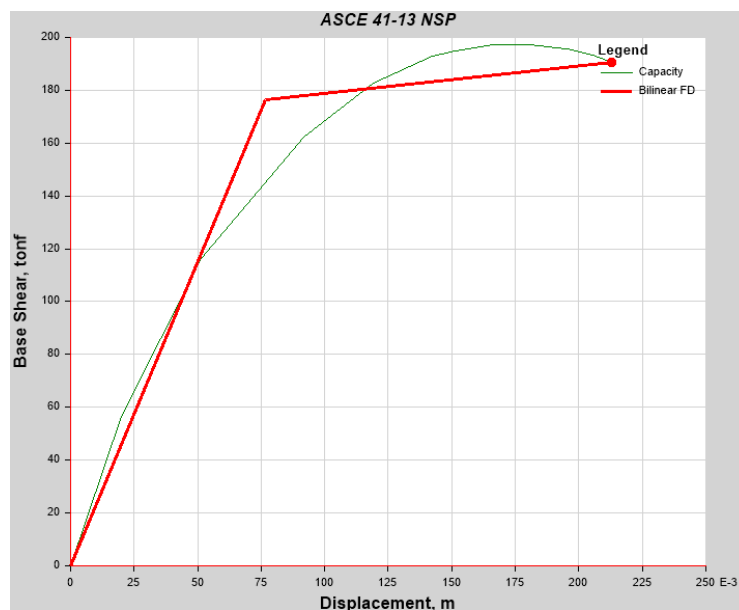
Parámetros para Sismo Muy Raro para PUSH Y según ASCE 41/17 Bloque 2

SISMO MUY RARO	
C0	1.085534
C1	1.131266
C2	1.027507
Sa (g)	2.304224
Te (seg)	0.596
Ki (tonf/m)	2857.015
Ke (tonf/m)	2306.325
Ti (seg)	0.535
Alpha	0.044421
uStrength	3.793993
Dy (m)	0.076501
Vy (tonf)	176.4358
Peso (tonf)	290.50822
Cm	1

Nota. Datos analizados y plasmados en Excel

Figura 133

Punto de Desempeño de Sismo Muy Raro ASCE 41/17 para PUSH Y Bloque 2



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5.11. Objetivos de Desempeño Dirección X del Bloque 1

Finalmente, después de haber realizado todos los pasos anteriores y haber encontrado el punto de desempeño de la estructura, podemos saber su comportamiento a nivel de desempeño, lo que nos brindará oficialmente en que parámetros de objetivos de desempeño según VSION 2000, se encuentra la estructura.

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para poder saber cuáles serán los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, y ya poder concluir el análisis pushover, se realizará en los dos sentidos de análisis.

Tabla 71

Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección X

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.14224
DE LA CAPACIDAD	FU	393.5022
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.032123
DE LA ESTRUCTURA	FY	276.89
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.42114992
DUCTILIDAD (μ)	DU/DY	4.42797995

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección X.

Tabla 72

Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección X

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.027267	209.6935	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.032123
0.038932	253.9345	OPERACIONAL	0.0651581
0.092823	353.4748	SEGURIDAD DE VIDA	0.0981932
0.12785	389.0002	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.1202166

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17 el programa realiza todos los procesos numéricos que se deben realizar, es muy práctico debido a la complejidad de estos métodos y a lo engorroso que se puede volver el procedimiento. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 73

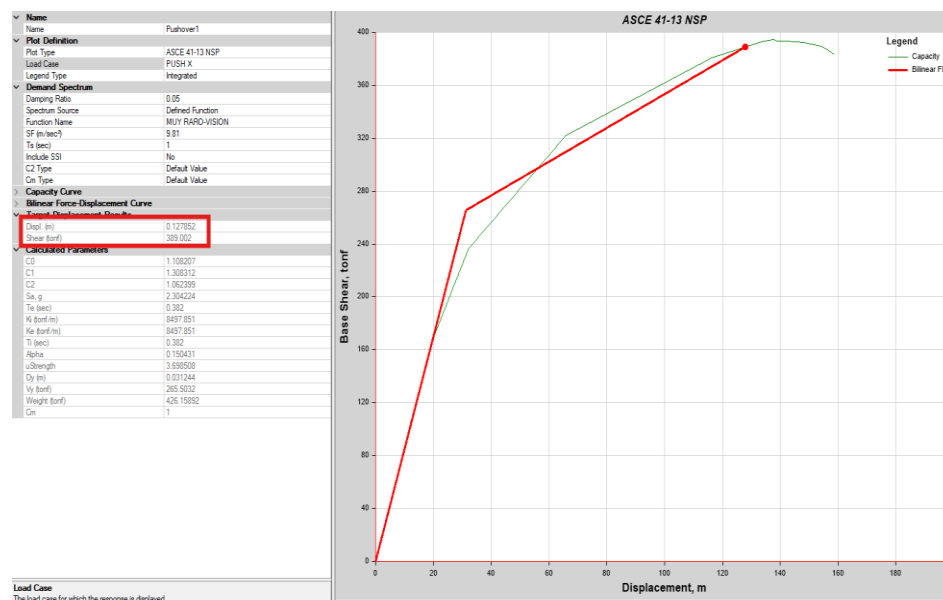
Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección X

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.032123
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0651581
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.0981932
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.1202166

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 134

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección X

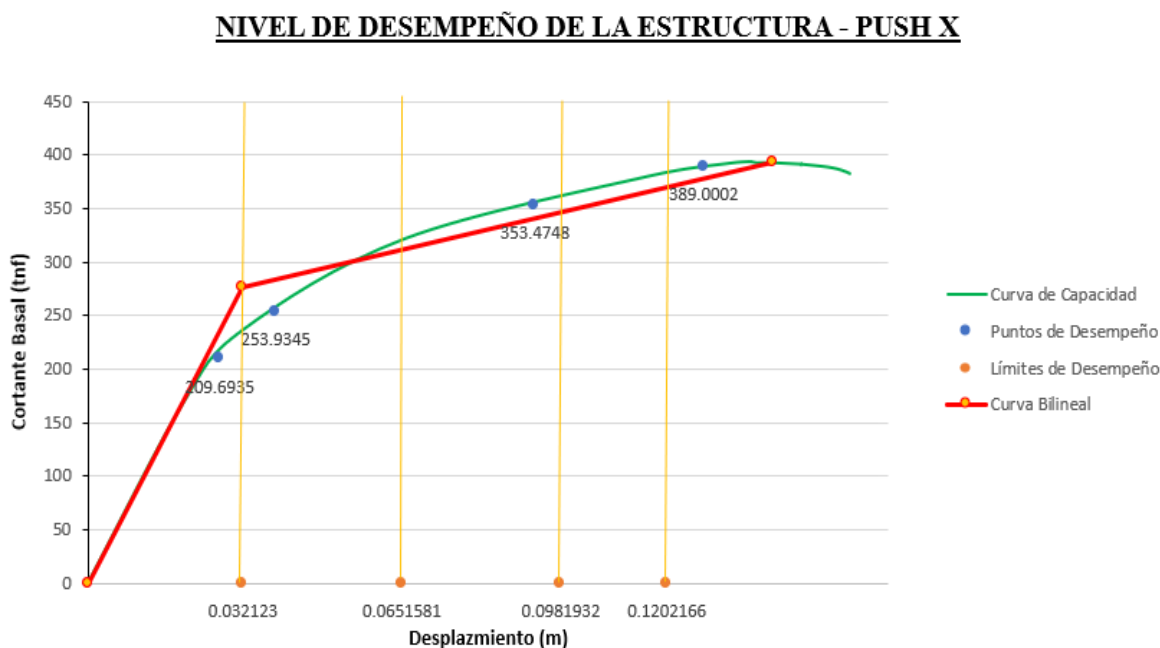


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez obtenido los límites, junto a los desplazamientos de cada tipo de sismo y fuerzas cortantes, se procede a realizar un gráfico donde se pueda apreciar en qué nivel nos encontramos para cada sismo, y que objetivos obtenemos, los puntos de desempeño se grafican como las coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El inicio de la gráfica corresponde a un nivel operacional, el segundo espacio a ocupación inmediata, el tercero a seguridad de vida, el cuarto prevención de colapso y el último el colapso de la estructura.

Figura 135

Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 1

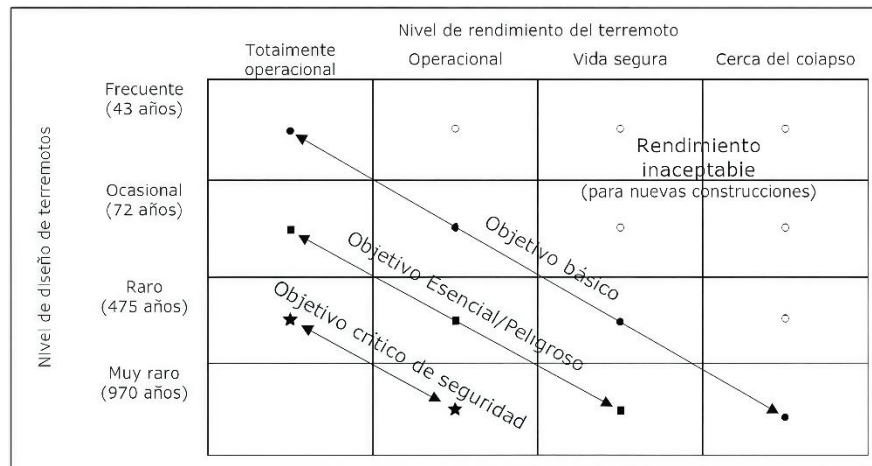


Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para Desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico predecible, básicamente ver si nuestra estructura cumple con los objetivos que fueron diseñados para esta.

Figura 136

Objetivos de Desempeño para el Bloque 1 en dirección X



Nota. Cuadro obtenido de la información brindada por SEAOC, 2000

Tabla 74

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección X

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años			X	
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño, que en este caso se cumplen casi todos los objetivos básicos para la dirección X, sin embargo, no cumple con los objetivos críticos para una estructura de esta importancia categórica, habiendo comentado que la estructura pertenece a

un pabellón de una Institución Educativa, lo que pone en evidencia que la estructura no cumple con los objetivos de desempeño sísmico esperados.

1.5.12. Objetivos de Desempeño Dirección Y del Bloque 1

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para poder saber cuáles serán los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, para la dirección Y.

Tabla 75

Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección Y

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	0.213492
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	FU	251.1453
SOBRERESISTENCIA	DY	0.0545
DUCTILIDAD (u)	FY	224.05
	FU/FY	1.12093417
	DU/DY	3.9172844

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección Y.

Tabla 76

Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección Y

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.061109	176.2995	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.0545
0.08745	218.4151	OPERACIONAL	0.1021976
0.203435	257.2319	SEGURIDAD DE VIDA	0.1498952
0.213492	251.1453	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.1816936

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 77

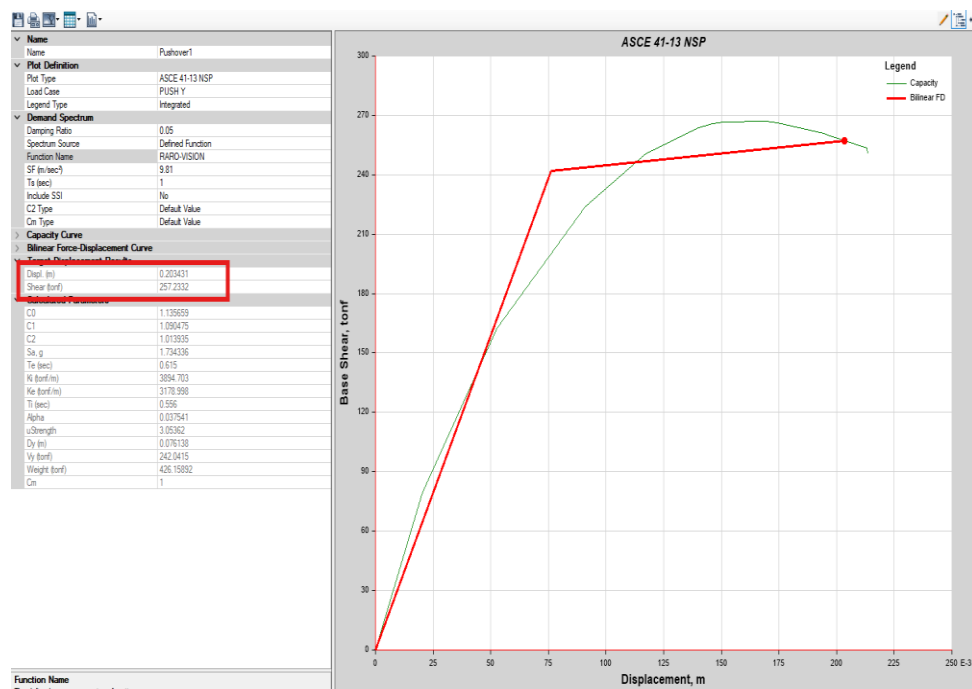
Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección Y

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.0545
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.1021976
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.1498952
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.1816936

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 137

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección Y

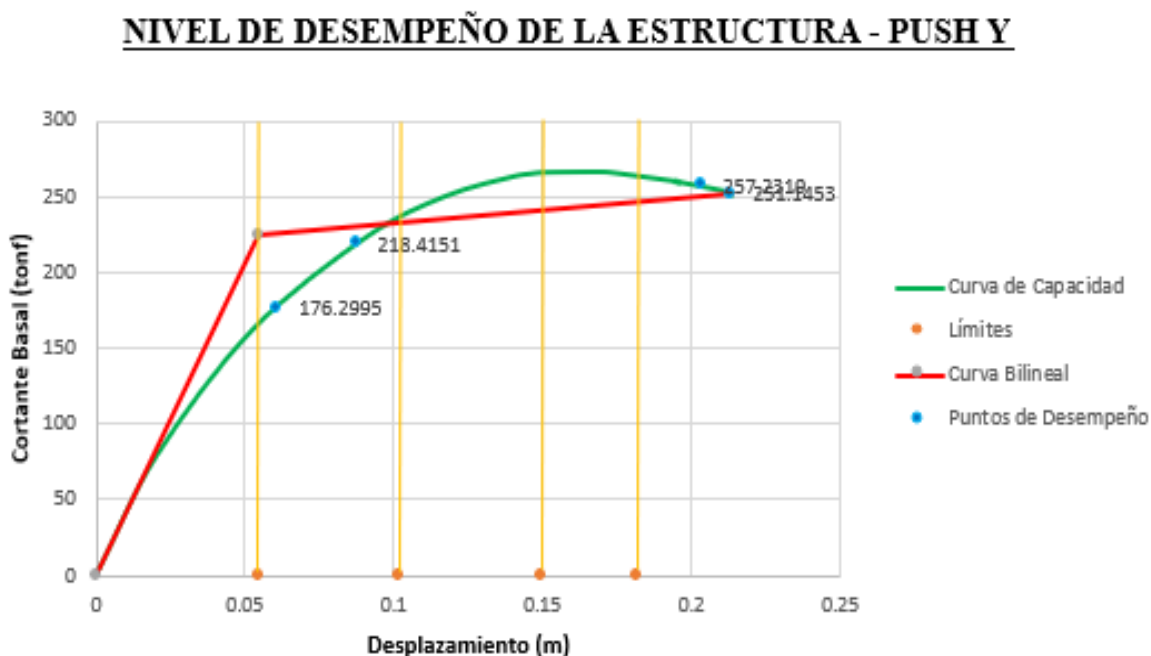


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez obtenido los límites, junto a los desplazamientos de cada tipo de sismo y fuerzas cortantes, se procede a realizar un gráfico donde se pueda apreciar en que nivel nos encontramos para cada sismo, y que objetivos obtenemos, los puntos de desempeño se grafican como las coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El inicio de la gráfica corresponde a un nivel operacional, el segundo espacio a ocupación inmediata, el tercero a seguridad de vida, el cuarto prevención de colapso y el último el colapso de la estructura.

Figura 138

Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 1



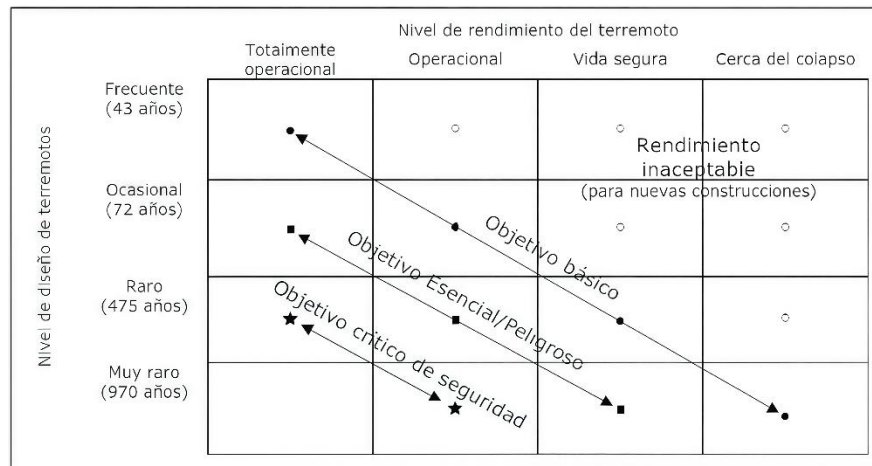
Nota. Analizado y plasmado en Excel

A partir del gráfico anterior, es posible elaborar la tabla propuesta por VISION 2000, la cual permite desarrollar un esquema de evaluación basado en procedimientos que conduzcan a estructuras con un desempeño sísmico predecible. Esta tabla facilita verificar si la edificación cumple con los objetivos de desempeño establecidos durante su diseño y si su comportamiento

ante diferentes niveles de demanda sísmica se ajusta a los criterios esperados para su categoría estructural.

Figura 139

Objetivos de Desempeño para el Bloque 1 en dirección Y



Nota. Cuadro obtenido de la información que brinda SAEOC, 2008

Tabla 78

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección Y

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años		X		
Ocasional	72 años		X		
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente, se obtienen los objetivos de desempeño en dirección Y. La estructura cumple con los objetivos básicos para los sismos frecuente y ocasional; sin embargo, frente a los sismos raro y muy raro, alcanza un estado cercano al colapso, por lo que no cumple con los requisitos de desempeño establecidos para una edificación de esta categoría, como es el caso de un pabellón educativo.

1.5.13. Objetivos de Desempeño Dirección X del Bloque 2

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para obtener los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, esta vez para el segundo bloque 2, se realizará en los dos sentidos de análisis.

Tabla 79

Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección X

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.179397
DE LA CAPACIDAD	FU	241.0687
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.0415
DE LA ESTRUCTURA	FY	234.12
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.0208
DUCTILIDAD (μ)	DU/DY	4.3928

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección X.

Tabla 80

Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección X

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.028342	142.5026	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.0415
0.040319	171.0554	OPERACIONAL	0.0828691

0.09554	238.3102	SEGURIDAD DE VIDA	0.1242382
0.132043	265.5243	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.1518176

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de desplazamiento y fuerza cortante se obtienen del programa de análisis estructural, a partir del método de coeficientes del ASCE 41-17. El software ejecuta los procesos numéricos correspondientes, lo que resulta práctico dada la complejidad del procedimiento. Los límites se determinan mediante la siguiente tabla.

Tabla 81

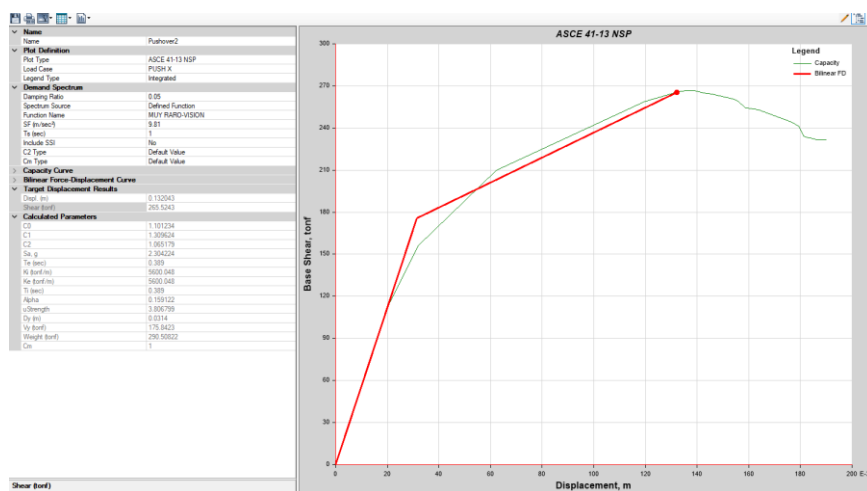
Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.0415
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0828691
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.1242382
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.1518176

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 140

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección X



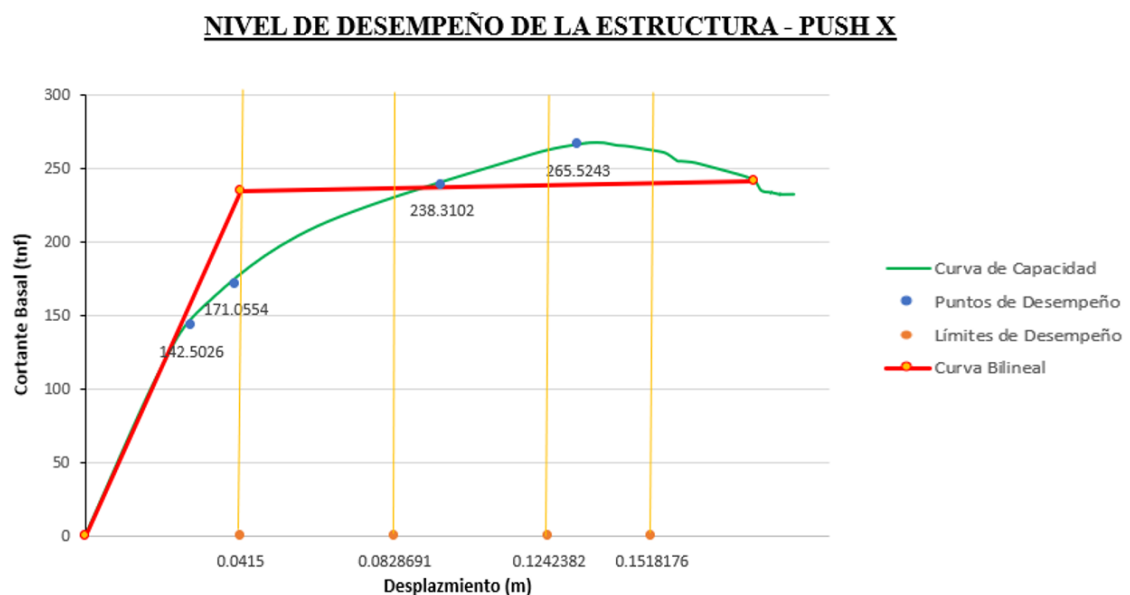
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez determinados los límites de desplazamiento, junto con los valores obtenidos para cada tipo de sismo y las fuerzas cortantes correspondientes, se procede a elaborar un gráfico que permite visualizar el comportamiento global de la estructura y determinar el nivel de desempeño alcanzado en cada escenario sísmico. En dicho gráfico, los puntos de desempeño se representan mediante coordenadas que relacionan el desplazamiento lateral en el eje horizontal con la fuerza cortante total en la base en el eje vertical.

El gráfico se divide en zonas que representan distintos niveles de desempeño sísmico. El nivel operacional indica un comportamiento casi elástico y daños mínimos; la ocupación inmediata permite daños leves con uso seguro; la seguridad de vida admite daño moderado sin riesgo de colapso; la prevención del colapso refleja daño severo y una capacidad casi agotada; y el último tramo corresponde al colapso total, donde la estructura pierde estabilidad.

Figura 141

Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 2

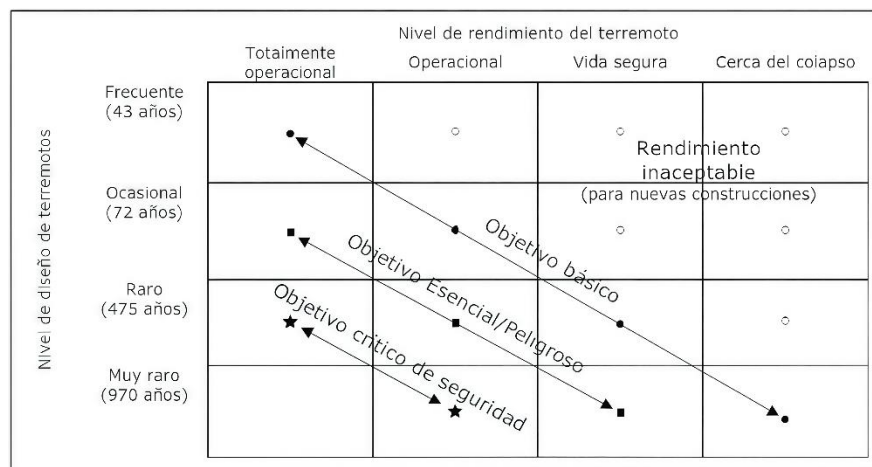


Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para Desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico predecible, básicamente ver si nuestra estructura cumple con los objetivos que fueron diseñados para esta.

Figura 142

Objetivos de Desempeño para el Bloque 2 en dirección X



Nota. Cuadro obtenido de la información que brinda SAEOC, 2008

Tabla 82

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección X

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años			X	
Muy Raro	970 años				X

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente, se obtienen los objetivos de desempeño del bloque 2 en la dirección X. Aunque la estructura cumple casi todos los objetivos básicos, no alcanza los objetivos críticos esperados para una edificación de esta importancia, como un pabellón de una institución educativa.

1.5.14. Objetivos de Desempeño Dirección Y del Bloque 2

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para poder saber cuáles serán los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, esta vez para la dirección Y del bloque 2.

Tabla 83

Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección Y

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.205485
DE LA CAPACIDAD	FU	193.1622
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.0545
DE LA ESTRUCTURA	FY	160.5
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.2035028
DUCTILIDAD (u)	DU/DY	3.77036697

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección Y.

Tabla 84

Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección Y

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.057121	122.567	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.0545
0.081411	150.4907	OPERACIONAL	0.0997955

0.196369	195.2324	SEGURIDAD DE VIDA	0.145091
0.213	190.42	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.175288

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de desplazamiento y fuerza cortante provienen del programa de análisis estructural, obtenidos mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17. El software ejecuta los cálculos necesarios de forma automática, lo que facilita el proceso ante la complejidad y extensión del método. Los límites se establecen según la siguiente tabla.

Tabla 85

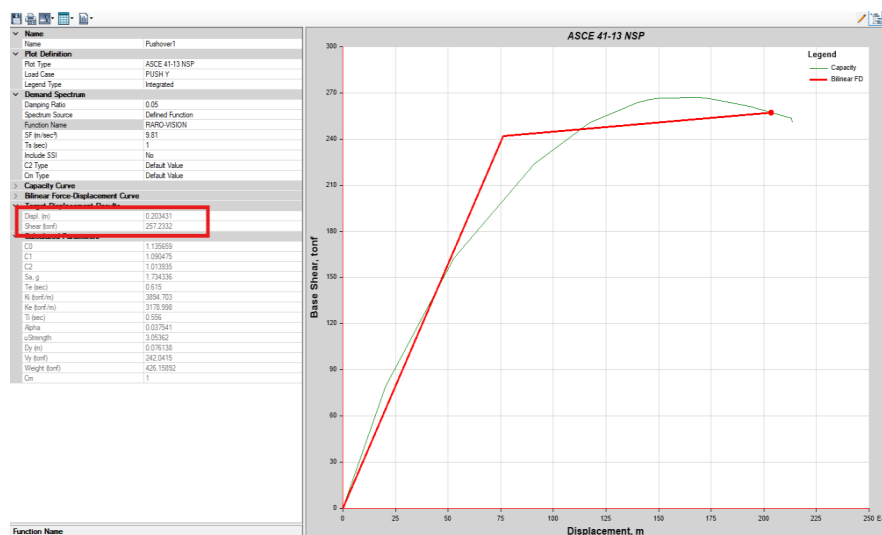
Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección Y

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.0545
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0997955
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.145091
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.175288

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 143

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección Y

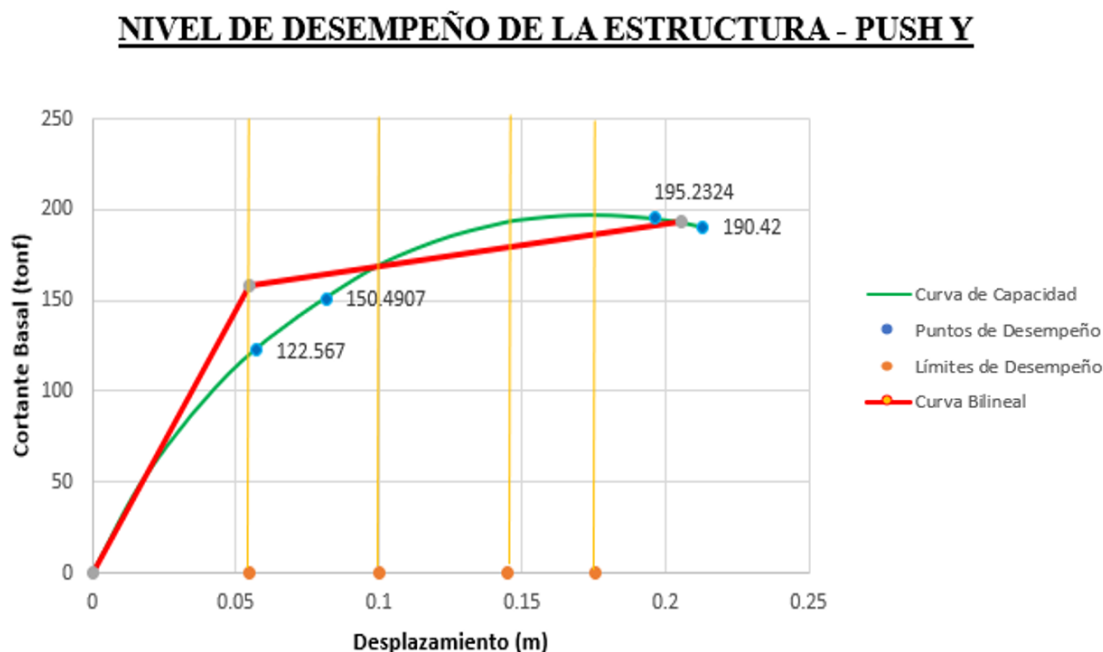


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez definidos los límites, junto con los desplazamientos y fuerzas cortantes de cada tipo de sismo, se elabora un gráfico que muestra el nivel de desempeño alcanzado. Los puntos de desempeño se representan mediante coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El gráfico inicia en el nivel operacional, seguido por ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y, finalmente, colapso estructural.

Figura 144

Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 2

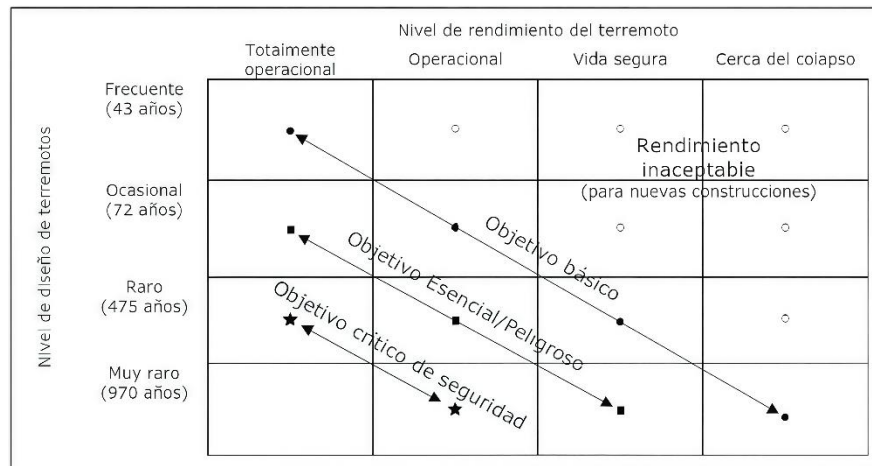


Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para Desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico predecible.

Figura 145

Objetivos de Desempeño para el Bloque 2 en dirección Y



Nota. Cuadro obtenido de la información que brinda SAEOC, 2008.

Tabla 86

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección Y

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño, que en este caso se cumplen los objetivos básicos para la dirección Y, sin embargo, no cumple con los objetivos críticos para una estructura de esta importancia categórica, habiendo comentado que la estructura pertenece a un

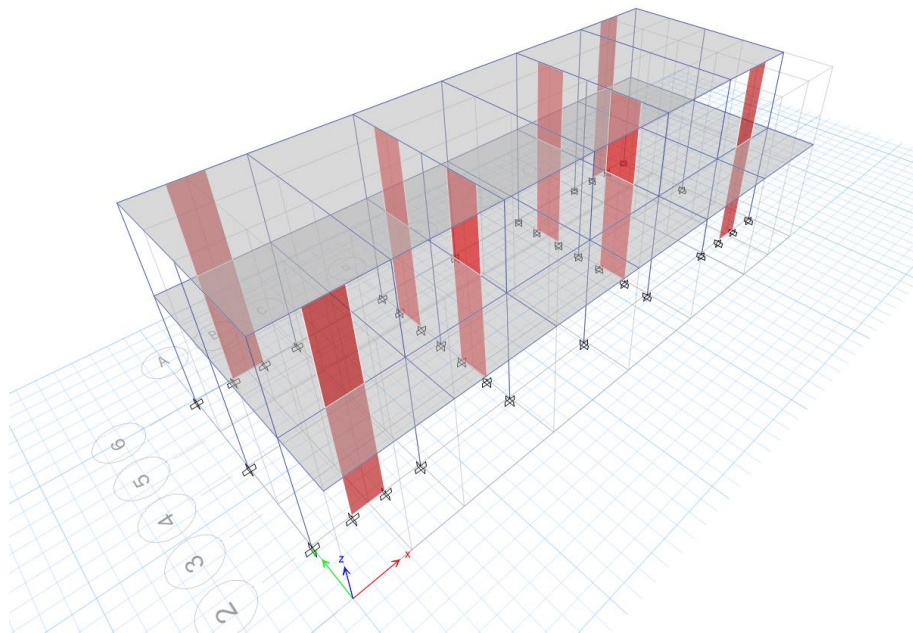
pabellón de una Institución Educativa, lo que pone en evidencia que la estructura no cumple con los objetivos de desempeño sísmico esperados.

1.6. Reforzamiento Estructural a Base de Muros de Corte para el Bloque 1

Dado que la estructura del pabellón evaluado no cumple con los objetivos de desempeño sísmico establecidos, se identificó la necesidad de aplicar medidas de reforzamiento. El análisis estructural mostró deficiencias en la rigidez lateral y en la capacidad de disipar energía, sobre todo ante demandas sísmicas moderadas y severas. Por ello, se propuso la incorporación de muros de concreto armado para aumentar la rigidez lateral del sistema y mejorar el comportamiento sísmico general de la edificación. La ubicación y diseño de estos muros se plantearon estratégicamente para optimizar la distribución de esfuerzos, disminuir las derivas laterales y cumplir con los niveles de desempeño exigidos por la normativa vigente.

Figura 146

Asignación de Muros de Corte para el Bloque 1

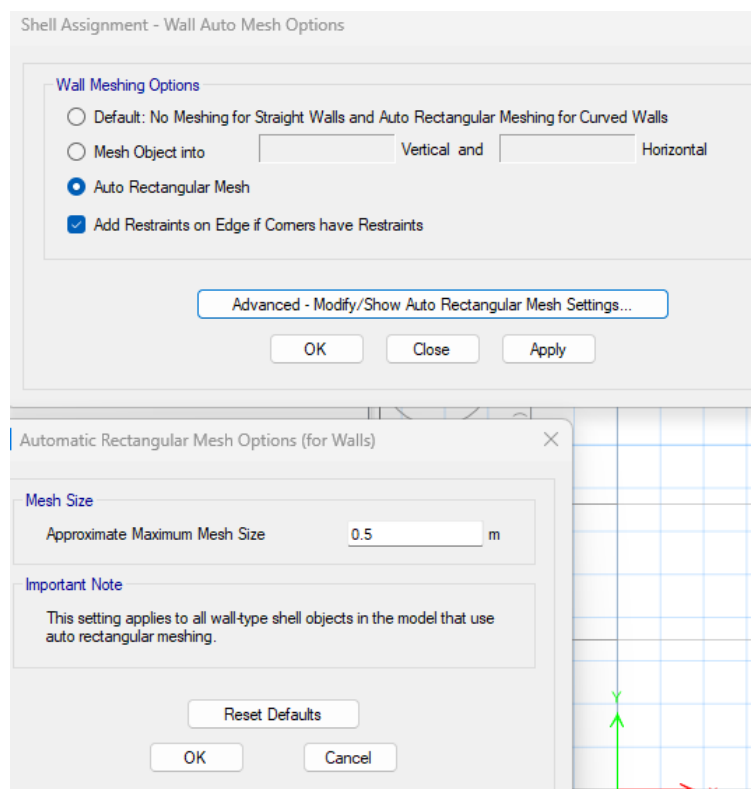


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez creados los muros de concreto armado, se les asignó un material con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm², valor adecuado para estructuras de edificación de mediana altura y uso institucional. Estos muros fueron estratégicamente ubicados en la zona central del pabellón, próximos al centro de masa, con el propósito de lograr una distribución equilibrada de rigidez y evitar efectos torsionales durante la acción sísmica.

Figura 147

Discretización de Muros de Corte para el Bloque 1

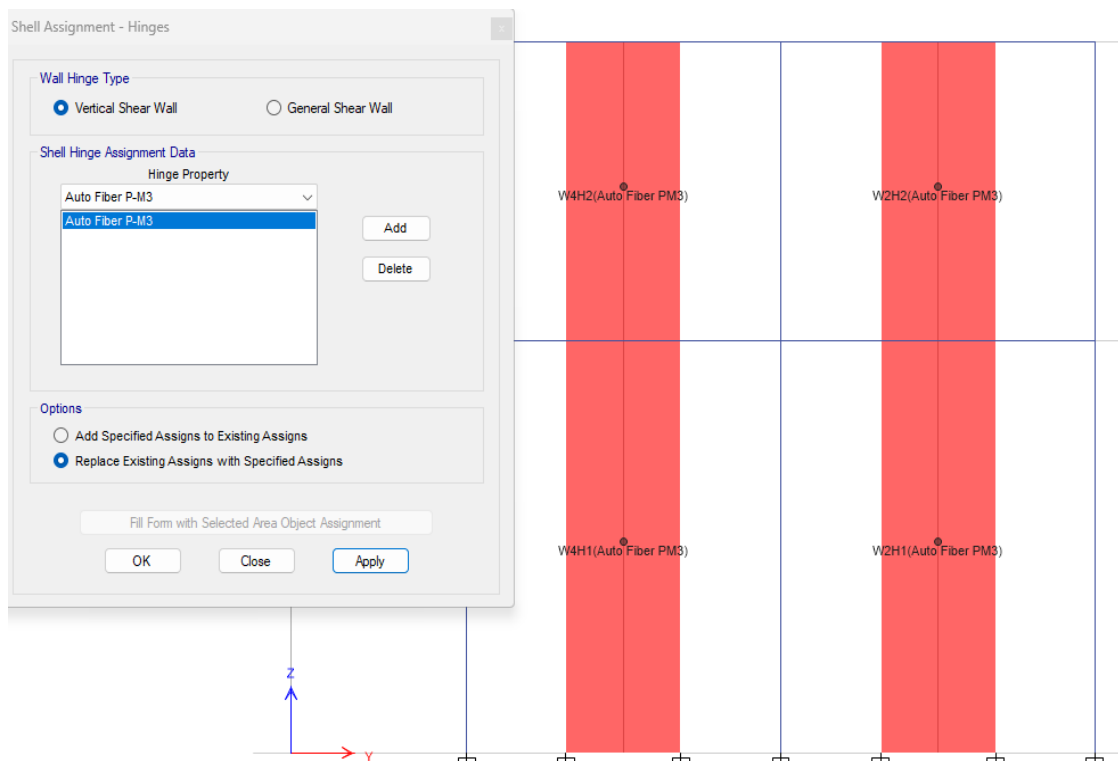


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Seguidamente anclamos los muros a la cimentación, para que los puntos estén empotrados, y a continuación asignamos las rótulas tipo fibras, a todas las placas que ya hemos creado, para que luego corrido el programa veamos los resultados del análisis, si han mejorado lo suficiente, el desempeño de la estructura.

Figura 148

Asignación de Rótulas Plásticas par Muros de Corte Bloque 1



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Después de haber agregado 4 muros en la dirección Y de 1.20 m de largo y 15 cm de ancho y 4 muros en la dirección X de 1.20 m de largo y 15 cm de ancho, se procede a correr el software, y a verificar los nuevos resultados.

1.7. Reforzamiento Estructural a Base de Muros de Corte para el Bloque 2

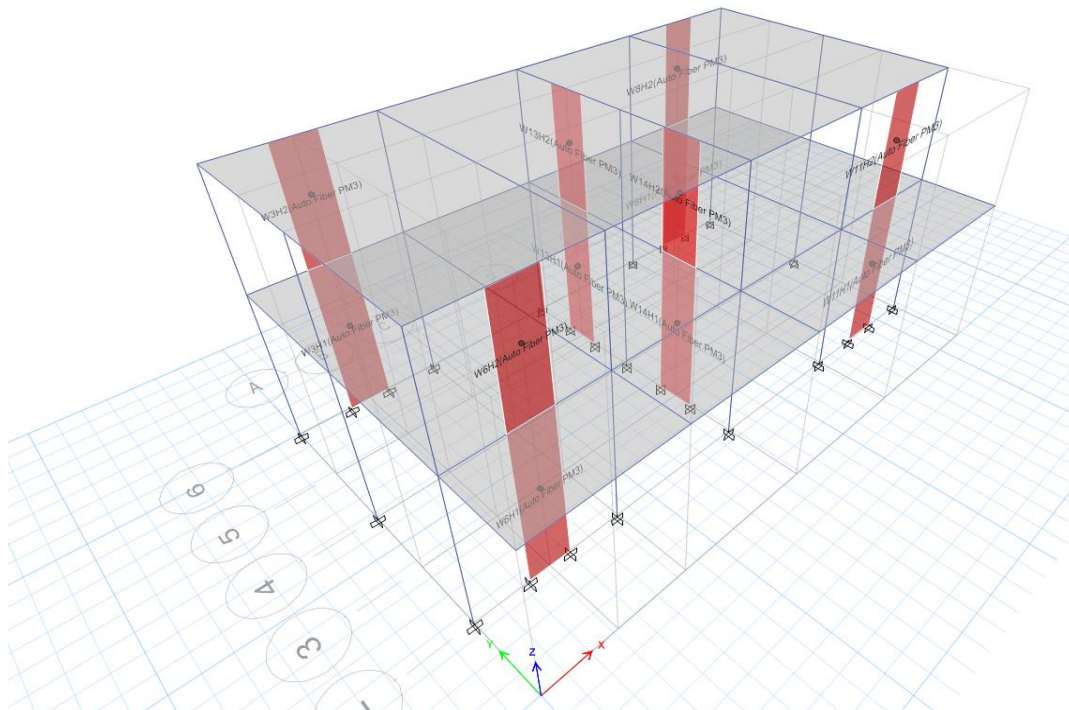
Siguiendo las mismas pautas que con el bloque anterior, y que debido a que el análisis estructural reveló deficiencias en cuanto a la rigidez lateral y capacidad de disipación de energía, especialmente ante demandas sísmicas moderadas y severas.

Se optó de igual manera, por la incorporación de muros de concreto armado, con el objetivo de aumentar la rigidez lateral del sistema estructural y así mejorar el comportamiento sísmico

global de la edificación. La disposición y diseño de estos muros ha sido pensada estratégicamente para optimizar la distribución de esfuerzos, reducir las derivas laterales y cumplir con los niveles de desempeño establecidos por la normativa vigente.

Figura 149

Asignación de Muros de Corte para el Bloque 2

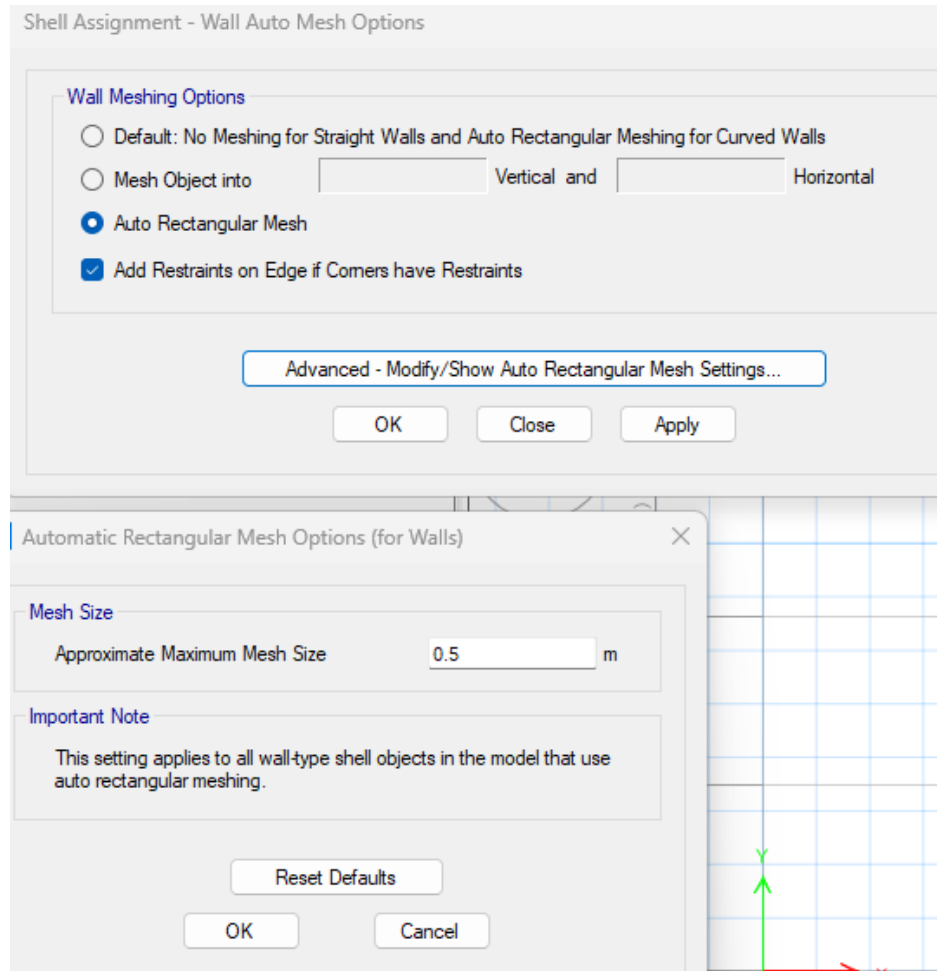


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez definidos los muros de concreto, asignándoles un concreto con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 y ubicándolos aproximadamente a la mitad del pabellón, cerca del centro de masa, se procede a su discretización. Este paso permite representar de manera más precisa el comportamiento estructural de los muros, asegurando que su respuesta ante cargas, especialmente sísmicas, se acerque lo máximo posible a la realidad. correctamente la distribución de esfuerzos y deformaciones en el análisis estructural.

Figura 150

Discretización de Muros de Corte para el Bloque 2

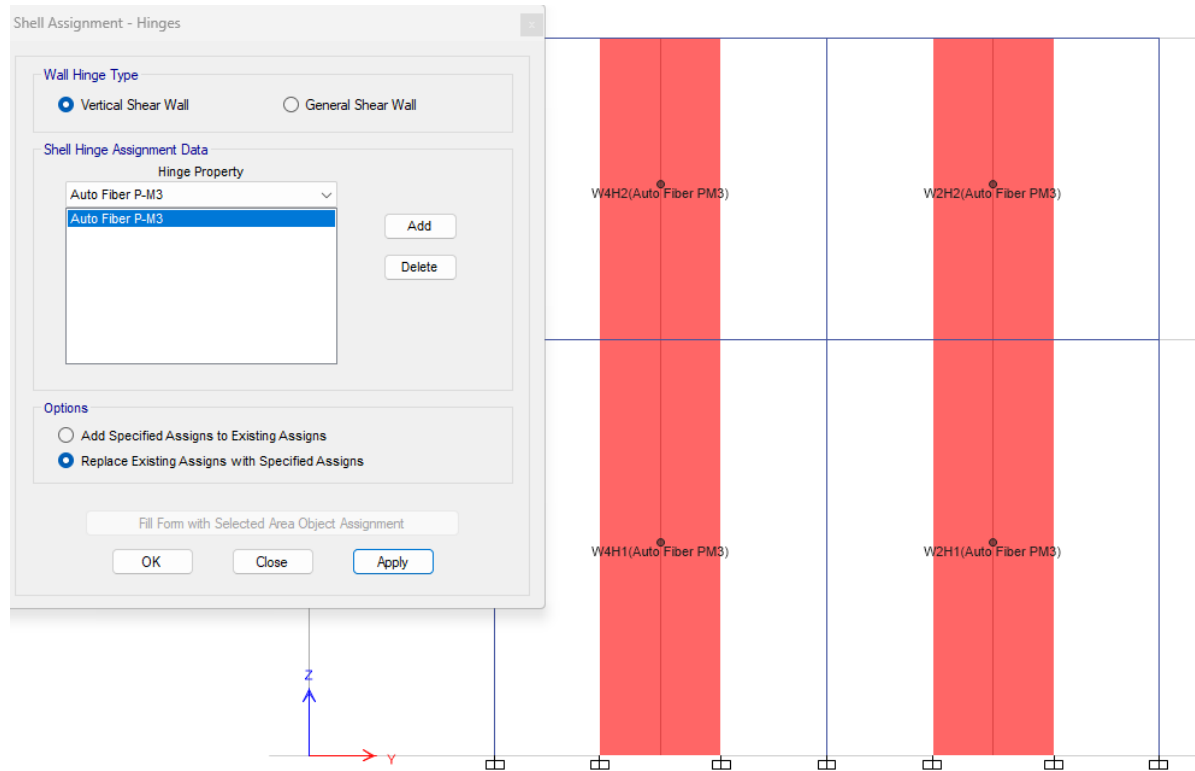


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Seguidamente anclamos los muros a la cimentación, para que los puntos estén empotrados, y a continuación asignamos las rótulas tipo fibras, a todas las placas que ya hemos creado, para que luego corrido el programa veamos los resultados del análisis, si han mejorado lo suficiente, el desempeño de la estructura. Con esto validaremos si la rigidez añadida logra controlar las derivas de entrepiso bajo los niveles exigidos. Asimismo, el mapeo de plastificación nos confirmará si la disipación de energía ocurre de forma segura en las zonas previstas.

Figura 151

Asignación de Rótulas Plásticas par Muros de Corte Bloque 2



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Después de haber agregado 6 muros de 1.20 m de largo y 15 cm de ancho en dirección X e Y, se procede a correr el software, y a verificar los nuevos resultados.

1.8. Verificación de los Nuevos Resultados

Después de haber realizado los procesos previos que se realizaron para poder obtener los objetivos de desempeño, analizaremos los nuevos resultados para verificar si los muros de corte fueron suficientes para controlar las derivas que anteriormente no cumplían con la normativa, y además si también fueron suficientes para mejorar el desempeño sísmico para el pabellón categorizado como una estructura de alta importancia, que debe ser capaz de soportar los sismos más severos.

1.8.1. Nuevos Objetivos de Desempeño en Dirección X del Bloque 1

Finalmente, después de haber realizado todos los pasos anteriores y haber encontrado el punto de desempeño de la estructura, podemos saber su comportamiento a nivel de desempeño, lo que nos brindará oficialmente en que parámetros de objetivos de desempeño según VSION 2000, se encuentra la estructura.

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para poder saber cuáles serán los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, y ya poder concluir el análisis pushover, se realizará en los dos sentidos de análisis.

Tabla 87

Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección X

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.068594
DE LA CAPACIDAD	FU	1135.5156
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.037
DE LA ESTRUCTURA	FY	918.95
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.23566636
DUCTILIDAD (u)	DU/DY	1.85389189

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección X.

Tabla 88

Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección X

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.006327	193.5458	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.037
0.010852	331.9945	OPERACIONAL	0.0464782
0.035504	815.0669	SEGURIDAD DE VIDA	0.0559564
0.044853	907.9199	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.0622752

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17, el programa realiza todos los procesos numéricos que se deben realizar, es muy práctico debido a la complejidad de estos métodos y a lo engorroso que se puede volver el procedimiento. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 89

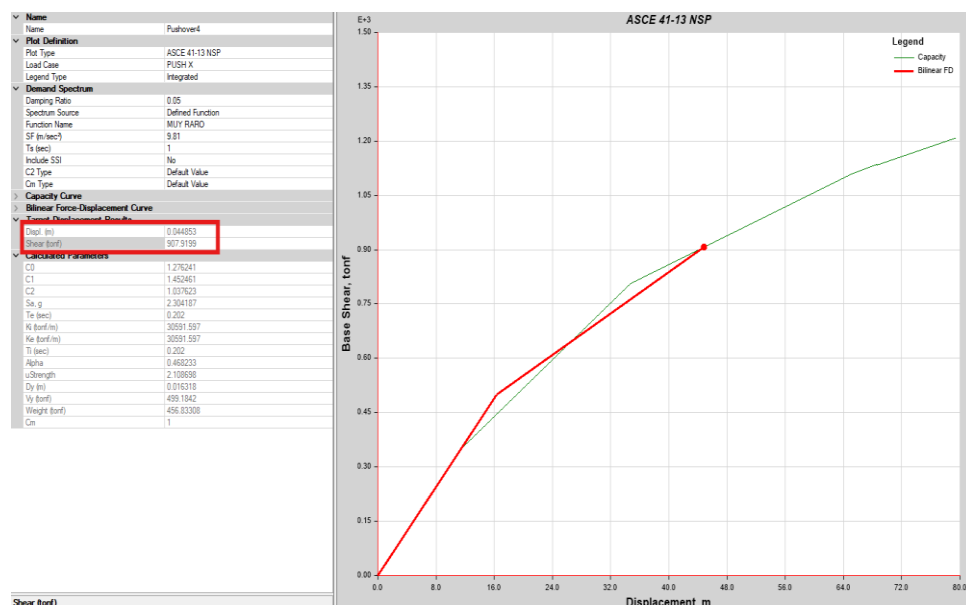
Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección X

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.037
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0464782
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.0559564
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.0622752

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 152

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección X

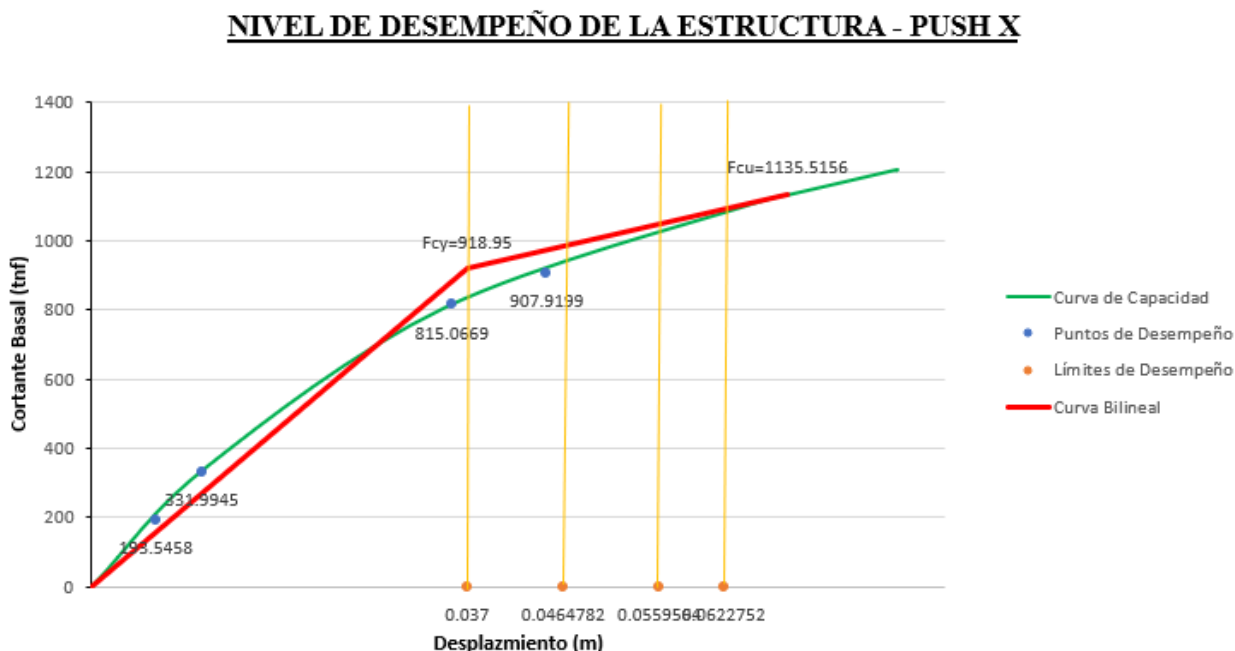


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez obtenido los límites, junto a los desplazamientos de cada tipo de sismo y fuerzas cortantes, se procede a realizar un gráfico donde se pueda apreciar en qué nivel nos encontramos para cada sismo, y que objetivos obtenemos, los puntos de desempeño se grafican como las coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El inicio de la gráfica corresponde a un nivel operacional, el segundo espacio a ocupación inmediata, el tercero a seguridad de vida, el cuarto prevención de colapso y el último el colapso de la estructura.

Figura 153

Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 1



Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico predecible, básicamente ver si nuestra estructura cumple con los objetivos que fueron diseñados para esta, ahora veremos si se cumplen estos criterios.

Tabla 90

Nuevos Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección X

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño para la dirección X, que en este caso se cumplen los objetivos de desempeño sísmico correctamente para la estructura de categoría A de importancia, podemos afirmar ahora que la estructura, está diseñada para soportar los sismos más severos, según los espectros de demanda que nos ofrece el ASCE 41-17, y que los objetivos de VISION 2000 también fueron verificados con éxito.

1.8.2. Nuevos Objetivos de Desempeño en Dirección Y del Bloque 1

Ahora hacemos lo propio para la dirección Y, donde se obtiene la curva bilineal aplicando los criterios establecidos por el ASCE 41-17. Este proceso permite definir con mayor exactitud el comportamiento no lineal de la estructura, identificando los parámetros fundamentales como el punto de fluencia, la rigidez post-fluencia, el punto de agotamiento y los cortantes asociados a cada etapa. Con esta información es posible evaluar la capacidad real del sistema estructural frente a la demanda sísmica en dicha dirección, verificando si el desplazamiento objetivo se encuentra dentro de los límites aceptables para el nivel de desempeño requerido.

Tabla 91

Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 1 Dirección Y

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	0.07467
	FU	1341.8744
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	0.044192
	FY	1040.24
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.28996616
DUCTILIDAD (u)	DU/DY	1.68967234

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección Y.

Tabla 92

Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 1 Dirección Y

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.006789	184.5781	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.044192
0.011285	306.8308	OPERACIONAL	0.0533354
0.037364	827.5544	SEGURIDAD DE VIDA	0.0624788
0.050058	1032.3884	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.0685744

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17, el programa realiza todos los procesos numéricos que se deben realizar, es muy práctico debido a la complejidad de estos métodos y a lo engorroso que se puede volver el procedimiento. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 93

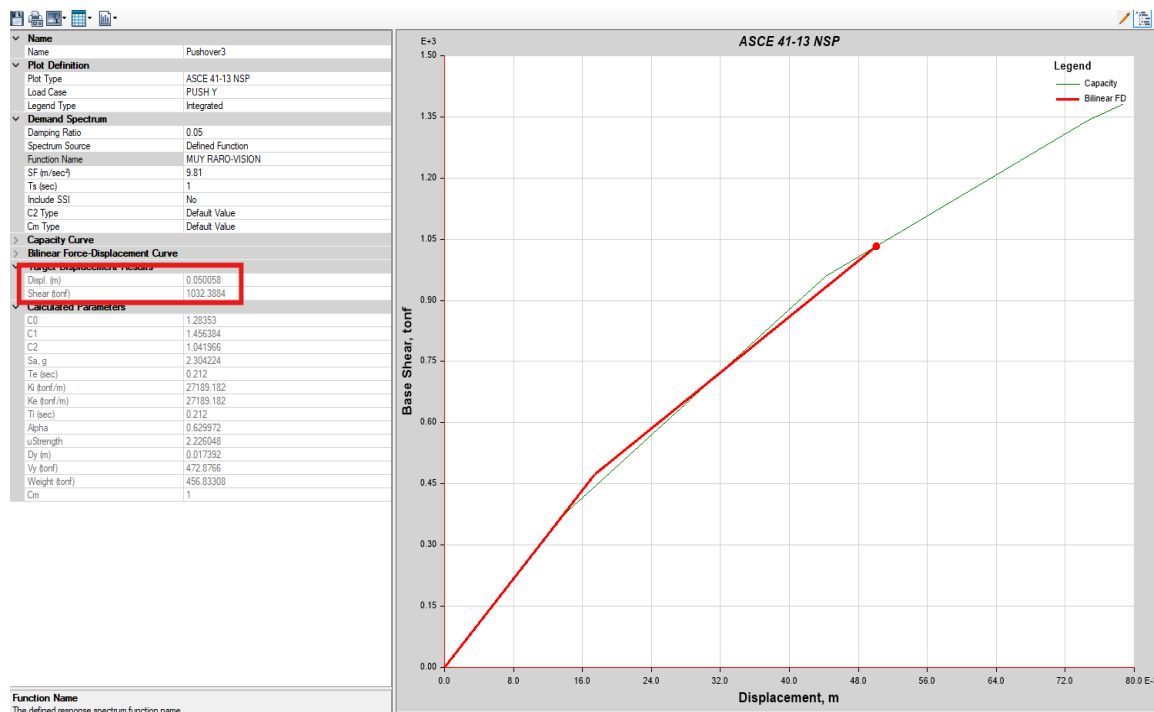
Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 1 Dirección Y

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.044192
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0533354
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.0624788
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.0685744

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 154

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 1 Dirección Y



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

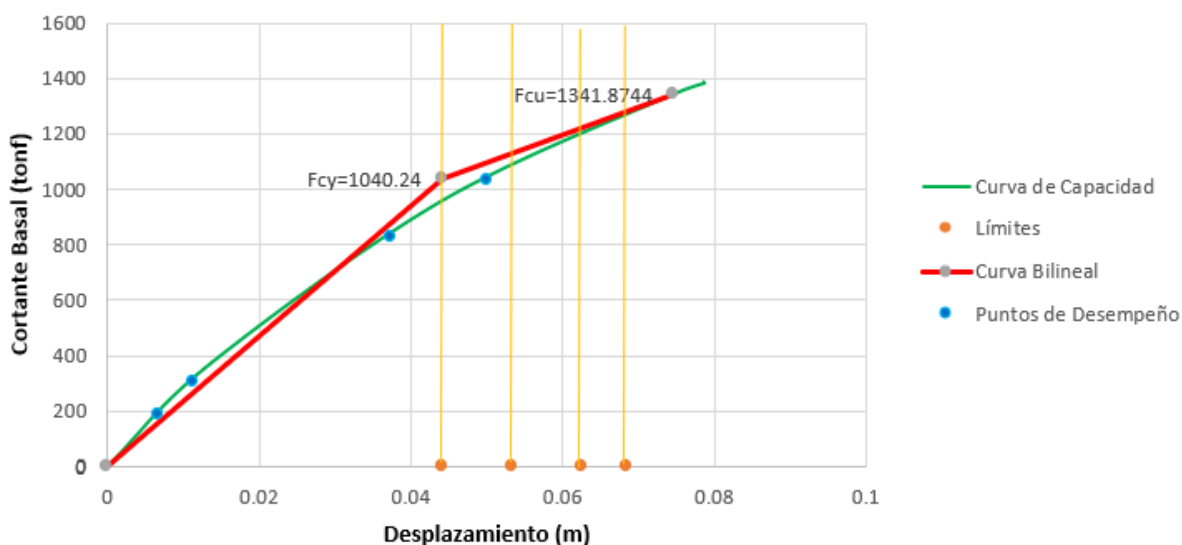
Una vez obtenido los límites, junto a los desplazamientos de cada tipo de sismo y fuerzas cortantes, se procede a realizar un gráfico donde se pueda apreciar en qué nivel nos encontramos para cada sismo, y que objetivos obtenemos, los puntos de desempeño se grafican como las

coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El inicio de la gráfica corresponde a un nivel operacional, el segundo espacio a ocupación inmediata, el tercero a seguridad de vida, el cuarto prevención de colapso y el último el colapso de la estructura.

Figura 155

Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 1

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA - PUSH Y



Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del análisis del gráfico anterior, es posible elaborar la tabla de desempeño propuesta por VISION 2000, la cual sirve como base para la formulación de procedimientos orientados a obtener estructuras con un comportamiento sísmico predecible. Esta tabla permite contrastar de manera ordenada los niveles de desempeño esperados con los parámetros obtenidos en el análisis pushover, evaluando si la edificación cumple los objetivos funcionales y de seguridad para los cuales fue concebida. A partir de esta comparación, se puede determinar si la estructura satisface los requerimientos establecidos y si los desplazamientos alcanzados se encuentran dentro de los

límites que cada nivel de desempeño exige. En las secciones siguientes se verificará detalladamente si estos criterios efectivamente se cumplen.

Tabla 94

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 1 en dirección Y

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño también para la dirección Y, que en este caso se cumplen los objetivos de desempeño sísmico correctamente para la estructura de categoría A de importancia, podemos afirmar ahora que la estructura, está diseñada para soportar los sismos más severos, según los espectros de demanda que nos ofrece el ASCE 41-17, y que los objetivos de VISION 2000 también fueron verificados con éxito.

Y además después de haber agregado los muros de corte, las derivas que antes no cumplían para el diseño sismorresistente dictado por la Norma E.030, podemos afirmar que ahora cumplen correctamente, dando a la par un diseño sismorresistente apto para la edificación de esta categoría y sistema estructural. Esta reducción drástica de los desplazamientos laterales mitiga el riesgo de daños severos en los elementos no estructurales. De este modo, se garantiza el nivel de seguridad y la continuidad operativa que exige la normativa para este tipo de infraestructura educativa.

1.8.3. Nuevos Objetivos de Desempeño en Dirección X del Bloque 2

Finalmente, después de haber realizado todos los pasos anteriores y haber encontrado el punto de desempeño de la estructura, podemos saber su comportamiento a nivel de desempeño, lo que nos brindará oficialmente en que parámetros de objetivos de desempeño según VSION 2000, se encuentra la estructura.

Se obtiene la curva bilineal con los criterios que ofrece el ASCE 41-17, para poder saber cuáles serán los desplazamientos, cortantes, y puntos importantes como el de fluencia y de agotamiento, y ya poder concluir el análisis pushover, se realizará en los dos sentidos de análisis.

Tabla 95

Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección X

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.086432
DE LA CAPACIDAD	FU	1043.9209
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.035
DE LA ESTRUCTURA	FY	739.5
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.41165774
DUCTILIDAD (u)	DU/DY	2.46948571

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección X.

Tabla 96

Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección X

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.004505	113.7647	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.035
0.007503	189.4543	OPERACIONAL	0.0504296
0.025095	505.8256	SEGURIDAD DE VIDA	0.0658592
0.038831	718.2736	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.0761456

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17, el programa realiza todos los procesos numéricos que se deben realizar, es muy práctico debido a la complejidad de estos métodos y a lo engorroso que se puede volver el procedimiento. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 97

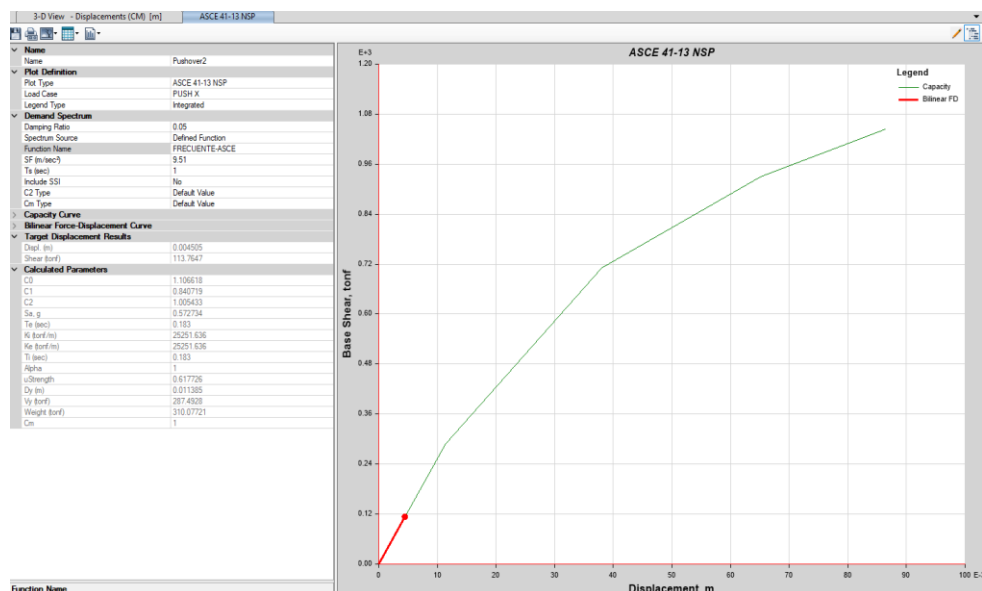
Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.0350000
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0504296
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.0658592
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.0761456

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Figura 156

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección X

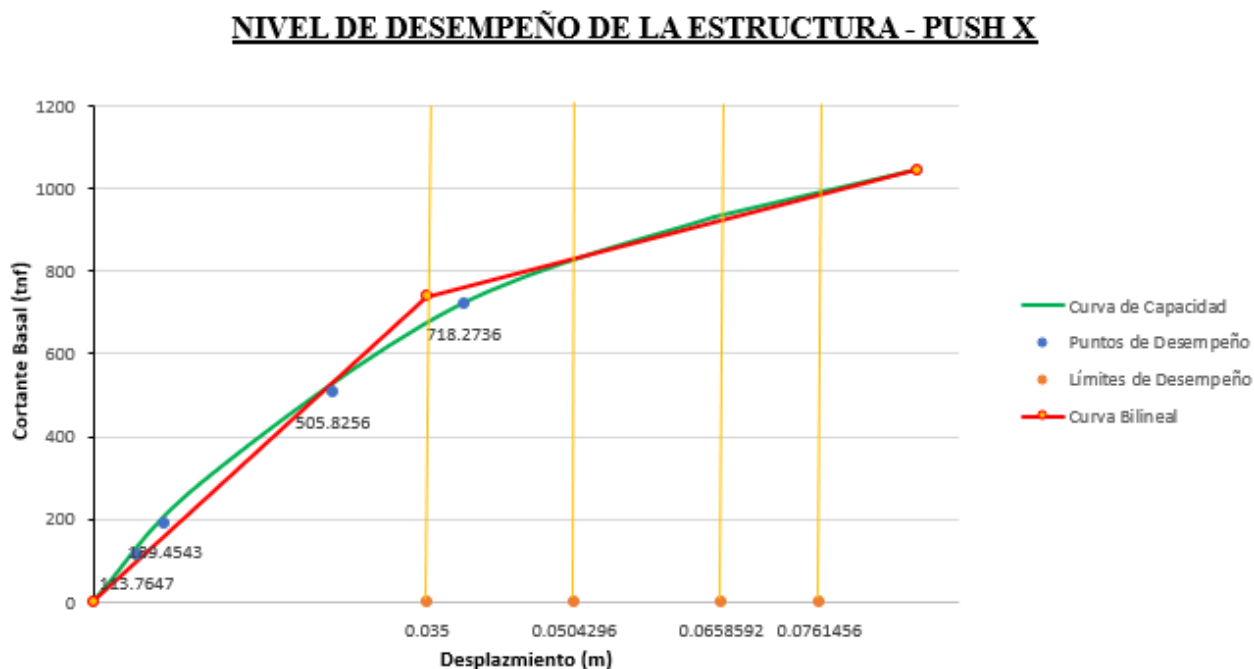


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez obtenido los límites, junto a los desplazamientos de cada tipo de sismo y fuerzas cortantes, se procede a realizar un gráfico donde se pueda apreciar en qué nivel nos encontramos para cada sismo, y que objetivos obtenemos, los puntos de desempeño se grafican como las coordenadas de desplazamiento y fuerza cortante. El inicio de la gráfica corresponde a un nivel operacional, el segundo espacio a ocupación inmediata, el tercero a seguridad de vida, el cuarto prevención de colapso y el último el colapso de la estructura.

Figura 157

Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH X Bloque 2



Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico

predecible, básicamente ver si nuestra estructura cumple con los objetivos que fueron diseñados para esta, ahora veremos si se cumplen estos criterios.

Tabla 98

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección X

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X		

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño para la dirección X, que en este caso se cumplen los objetivos de desempeño sísmico correctamente para la estructura de categoría A de importancia, podemos afirmar ahora que la estructura, está diseñada para soportar los sismos más severos, según los espectros de demanda que nos ofrece el ASCE 41-17, y que los objetivos de VISION 2000 también fueron verificados con éxito.

1.8.4. Nuevos Objetivos de Desempeño en Dirección Y del Bloque 2

Ahora realizamos el mismo procedimiento para la dirección Y. A partir de la curva de capacidad obtenida en esta dirección, se construye la curva bilineal siguiendo los criterios establecidos por el ASCE 41-17, lo cual permite identificar de manera precisa los parámetros fundamentales del comportamiento estructural. Con este proceso se determinan los desplazamientos característicos, los valores de cortante basal, así como los puntos clave del

sistema estructural, entre ellos el punto de fluencia, que marca el inicio del comportamiento inelástico, y el punto de agotamiento, que representa la pérdida significativa de rigidez y resistencia. Esta caracterización es esencial para evaluar el desempeño de la edificación frente a la demanda sísmica en esta dirección.

Tabla 99

Nuevos Parámetros de la Curva Bilineal del Bloque 2 Dirección Y

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO	DU	0.07232
DE LA CAPACIDAD	FU	704.4999
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA	DY	0.0499
DE LA ESTRUCTURA	FY	495.4
SOBRERESISTENCIA	FU/FY	1.42208
DUCTILIDAD (μ)	DU/DY	1.86692

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los puntos de la tabla anterior se obtienen de la curva bilineal según el ASCE 41-17, en dirección Y.

Tabla 100

Nuevos Parámetros del Desplazamiento Objetivo para Bloque 2 Dirección Y

DESP (m)	F'C (tonf)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LIMITE
0.013153	149.9778	TOTALMENTE OPERACIONAL	0.0499
0.020618	218.7288	OPERACIONAL	0.0629338
0.053678	483.9992	SEGURIDAD DE VIDA	0.0759676
0.072093	596.3031	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	0.0846568

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Los valores de Desplazamiento y Fuerza cortante, se obtiene del programa de análisis estructural, que son resultados del método de coeficientes del ASCE 41-17, el programa realiza todos los procesos numéricos que se deben realizar, es muy práctico debido a la complejidad de estos métodos y a lo engorroso que se puede volver el procedimiento. Los límites se encuentran con la siguiente tabla.

Tabla 101

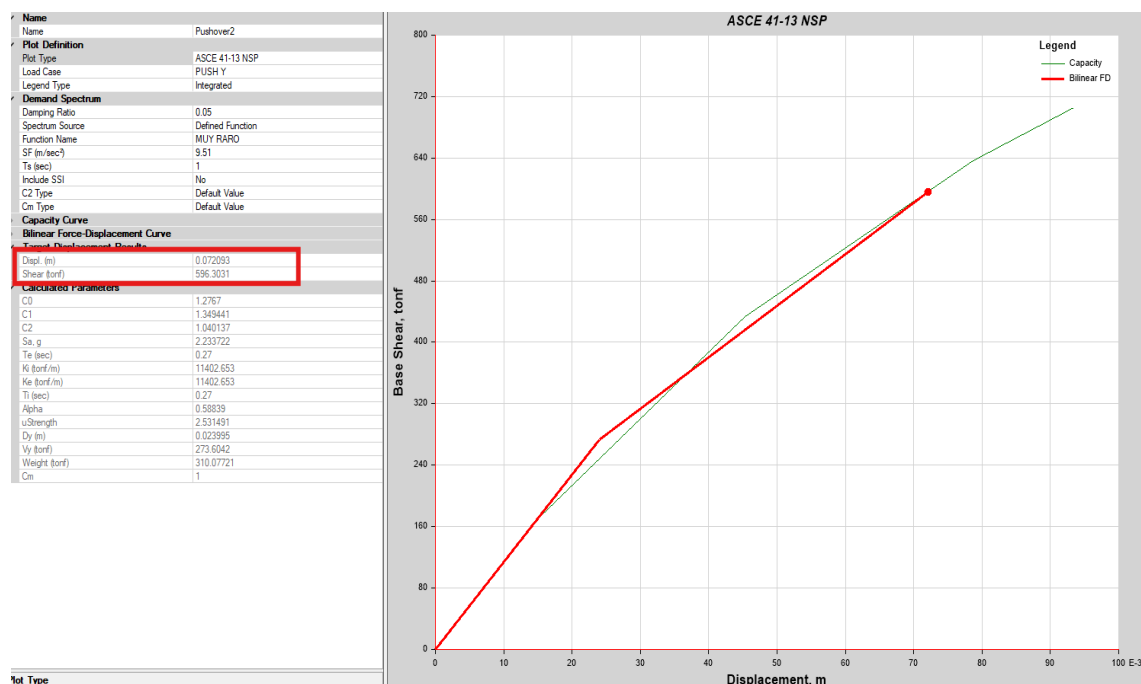
Nuevos Límites de Desempeño del Bloque 2 Dirección X

TOTALMENTE OPERACIONAL	DY	0.0499
OPERACIONAL	$DY+0.3*(DU-DY)$	0.0629338
SEGURIDAD DE VIDA	$DY+0.6*(DU-DY)$	0.0759676
PREVENCIÓN DEL COLAPSO	$DY+0.8*(DU-DY)$	0.0846568

Nota: Límites generales utilizados por la mayoría de autores

Tabla 102

Resultados del Desplazamiento Objetivo del Bloque 2 Dirección Y

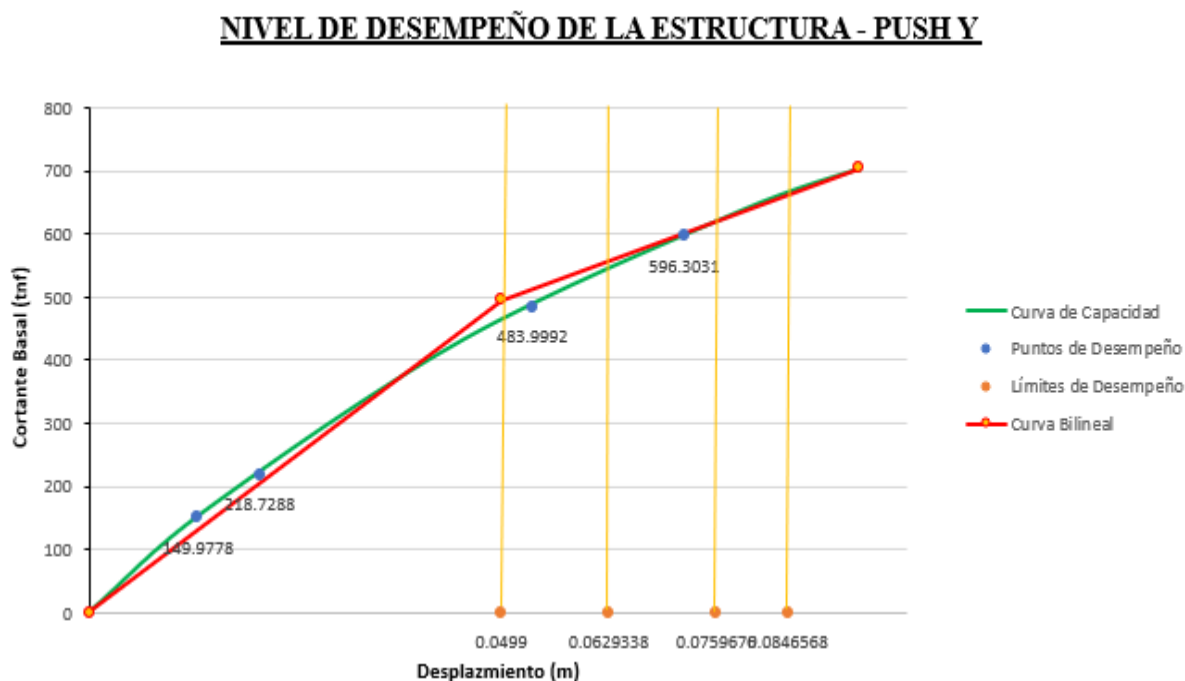


Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Una vez obtenidos los límites de desplazamiento, junto con los valores correspondientes a cada tipo de sismo y sus fuerzas cortantes asociadas, se procede a elaborar un gráfico de desempeño que permite visualizar en qué nivel se ubica la estructura frente a cada demanda sísmica. En este gráfico, los puntos de desempeño se representan mediante coordenadas que relacionan el desplazamiento alcanzado con el cortante basal correspondiente. El tramo inicial del gráfico describe el nivel operacional, seguido por la zona de ocupación inmediata. A continuación, se encuentra el rango asociado a seguridad de vida, posteriormente el nivel de prevención de colapso, y finalmente la región que representa el colapso estructural. Esta representación facilita interpretar de manera directa el comportamiento esperado de la edificación frente a distintos niveles de severidad sísmica.

Figura 158

Nueva Gráfica del Nivel de Desempeño PUSH Y Bloque 2



Nota. Analizado y plasmado en Excel

Del anterior gráfico, podemos realizar la tabla que nos ofrece VISION 2000, para desarrollar el esquema para procedimientos que produzcan estructuras con un desempeño sísmico predecible.

Tabla 103

Objetivos de Desempeño Obtenidos para el Bloque 2 en dirección Y

Amenaza Sísmica	Ocurrencia	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad De Vida	Prevención Del Colapso
Frecuente	43 años	X			
Ocasional	72 años	X			
Raro	475 años	X			
Muy Raro	970 años		X	X	

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 (1995), ratificado y actualizado bajo los criterios normativos del estándar ASCE 41.

Finalmente se obtienen los objetivos de desempeño también para la dirección Y, que en este caso se cumplen los objetivos de desempeño sísmico correctamente para la estructura de categoría A de importancia, podemos afirmar ahora que la estructura, está diseñada para soportar los sismos más severos, según los espectros de demanda que nos ofrece el ASCE 41-17, y que los objetivos de VISION 2000 también fueron verificados con éxito.

Luego de realizar todos los cálculos necesarios para el reforzamiento de la estructura mediante la incorporación de muros de concreto armado, se puede afirmar que la edificación cumple con los estándares y criterios establecidos para estructuras que deben mantenerse

operacionales, evidenciando una mejora significativa en su desempeño sísmico y en su capacidad resistente frente a las solicitaciones consideradas.

1.9. Diseño de Concreto Armado de los Muros de corte de 1.20 m en dirección X

1.9.1. Diseño por Flexocompresión

Se emplearon las cargas más desfavorables para el diseño de los muros en la dirección X, aunque las diferencias entre ellas no son muy grandes. Con base en la norma E.060 se obtienen los parámetros necesarios y, con estos datos iniciales, se elaboran los diagramas de interacción del muro de corte. Cabe recalcar que todas las fórmulas utilizadas, derivan de la NTP. E.060, 2020.

SECCIÓN	MURO DE CORTE (1.20 M X 0.15 M)
Lado A (Lm)	15 cm
Lado B (t)	120 cm
Fy del acero	4200 kg/cm ²
Ubicación	X
Altura total	8.2 m
Número de pisos	2
Acero requerido para las esquinas del muro	4.625 cm ²

Nota. Analizado y plasmado en Excel

1.9.1.1. Elementos de borde. Para los elementos de borde se necesitarán las medidas de espesor y longitud total del muro a diseñar, para poder usar la fórmula de Acero según la norma $A_s = 1\% \cdot l_c \cdot t_c$, donde l_c es el largo del elemento de borde y t_c es el ancho del mismo.

$L_{c1} =$	$2 \cdot t$
$L_{c1} =$	0.3
$L_{c2} =$	$0.1 \cdot L_m$
	0.12

$A_s = 1\% * L_c * t_c$
3.75 cm ²
4 aceros de 1/2
5.08 cm ²

1.9.1.2. Acero Vertical en el Alma de la Placa. Inicialmente se puede tomar la cuantía mínima del acero vertical en placas. Según la NTP 0.060, Artículo 11.10.7.

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015

$p_v =$	0.0025	
$b =$	120	Longitud total
$L_a =$	50	Longitud del alma de la placa
$t =$	15	Espesor de la placa

$A_s = p_v * b * t$
$A_s =$ 3.75 cm ²

Usamos aceros de 3/8”

Con un número de mallas de acero igual a 2.

Ahora calculamos el espaciamiento de los aceros (S).

$S =$	$\#mallas * Acero / A_s$
$S =$	31.55
$S =$	20
Se usará 3/8" @ 20 cm	

Ahora se procede a exportar los datos obtenidos por el programa.

1.9.1.3. Efectos de Redundancia. Según la NTP 0.30, Artículo 34, Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseñó para el 125% de dicha fuerza.

1.9.1.4. Verificación de la Fuerza Cortante en los Muros. Se procede a exportar los datos de los sismos dinámicos en dirección X e Y, para

Tabla 104

Tabla de Reacciones en la base dirección X

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
DIN XX	LinRespSpec	Max	88.3931	0.2083	0	1.3062	560.3384	531.0194
DIN YY	LinRespSpec	Max	0.2083	88.7404	0	562.6732	1.3258	1038.836

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Luego se procede a ver si hay redundancia, los cortantes de P1 y P2 dan referencia a las cortantes de un par de tipos de placas, en este caso no hay redundancia.

Cortante total	88.3931
Cortante P1	7.1705
Cortante P2	7.0773
Suma	14.2478
%Cortante placas =	
$\frac{\sum \text{cortantes}}{\text{cortante total}}$	
% Cortante placas =	16%
Redundancia =	1

1.9.1.5. Fuerzas Internas del Muro. Del software se extraen las fuerzas aplicadas en las zonas superiores e inferiores de los muros. A continuación, se extraen los datos obtenidos en la parte superior de los muros del software.

Tabla 105

Fuerzas en la parte Superior de Placas o Muros de Corte en dirección X

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Output Case	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	PX2	CM	Top	7.3398	-0.0495	0.0151	0.002	-0.0856	0.1173
Story1	PX2	CV	Top	1.721	-0.011	0.0113	0.0012	-0.0535	0.0289
Story1	PX2	DIN XX	Top	4.3802	7.0773	0.0184	0.0143	0.0259	13.9169
Story1	PX2	DIN YY	Top	0.4101	0.0217	0.1746	0.0005	0.2589	0.0505

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Se procedió a insertar las combinaciones de carga en el software según la norma técnica peruana E.060.

- COMBINACIÓN 1 = 1.4CM + 1.7CV
- COMBINACIÓN 2 = 1.25(CM + CV) + CSX
- COMBINACIÓN 3 = 1.25(CM + CV) - CSX
- COMBINACIÓN 4 = 1.25(CM + CV) + CSY
- COMBINACIÓN 5 = 1.25(CM + CV) - CSY
- COMBINACIÓN 6 = 0.9CM + CSX
- COMBINACIÓN 7 = 0.9CM - CSX
- COMBINACIÓN 8 = 0.9CM + CSY
- COMBINACIÓN 9 = 0.9CM - CSY

Las fuerzas en los muros de las diferentes combinaciones se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 106

Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección X parte Superior

COMBINACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
COMB 1	13.2014	-0.0880	0.0404	0.0048	-0.2108	0.2134
COMB 2	15.7062	7.0017	0.0514	0.0183	-0.1480	14.0997
COMB 3	6.9458	-7.1529	0.0146	-0.0103	-0.1998	-13.7342
COMB 4	11.7361	-0.0539	0.2076	0.0045	0.0850	0.2333
COMB 5	10.9159	-0.0973	-0.1416	0.0035	-0.4328	0.1323
COMB 6	10.9860	7.0328	0.0320	0.0161	-0.0511	14.0225
COMB 7	2.2256	-7.1219	-0.0048	-0.0125	-0.1029	-13.8113
COMB 8	7.0159	-0.0229	0.1882	0.0023	0.1819	0.1561
COMB 9	6.1957	-0.0663	-0.1610	0.0013	-0.3359	0.0551

Nota. Analizado y plasmado en Excel

A continuación, se extraen los datos obtenidos en la parte inferior de los muros del software.

Tabla 107

Fuerzas en la parte Inferior de Placas o Muros de Corte en dirección X

TABLE: Pier Forces

Story	Pier	Output Case	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	PX2	CM	Bottom	9.0663	0.0495	0.0151	0.002	-0.014	-0.1179
Story1	PX2	CV	Bottom	1.721	-0.011	0.0113	0.0012	0.0001	-0.0235
Story1	PX2	DIN XX	Bottom	4.3802	7.0773	0.0184	0.0143	0.0621	19.7025
Story1	PX2	DIN YY	Bottom	0.4101	0.0217	0.1746	0.0005	0.5708	0.0626

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

También se obtienen su cuadro de combinaciones de carga.

Tabla 108

Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección X parte Inferior

COMBINACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
COMB 1	15.6185	-0.0880	0.0404	0.0048	-0.0198	-0.2050
COMB 2	17.8643	7.0017	0.0514	0.0183	0.0445	19.5258
COMB 3	9.1039	-7.1529	0.0146	-0.0103	-0.0797	-19.8793
COMB 4	13.8942	-0.0539	0.2076	0.0045	0.5532	-0.1142
COMB 5	13.0740	-0.0973	-0.1416	0.0035	-0.5884	-0.2394
COMB 6	12.5399	7.0328	0.0320	0.0161	0.0495	19.5964
COMB 7	3.7795	-7.1219	-0.0048	-0.0125	-0.0747	-19.8086
COMB 8	8.5698	-0.0229	0.1882	0.0023	0.5582	-0.0435
COMB 9	7.7496	-0.0663	-0.1610	0.0013	-0.5834	-0.1687

Nota. Analizado y plasmado en Excel

1.9.1.6. Diagrama de Interacción. Se extraen los puntos de los diagramas de interacción de momentos reducidos y también de momentos nominales, el muro que se está analizando está en dirección X por lo tanto se extraen los puntos de las curvas en 0 grados y en 180 grados.

Tabla 109

Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Reducidos en X

Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	172.6888	0	0	1	172.6888	0	0
2	172.6888	0	7.1259	2	172.6888	0	-7.1259
3	172.6888	0	9.6376	3	172.6888	0	-9.6376
4	172.6888	0	12.1425	4	172.6888	0	-12.1425
5	172.6888	0	14.5048	5	172.6888	0	-14.5048
6	172.6888	0	16.7264	6	172.6888	0	-16.7264
7	166.9324	0	18.7076	7	166.9324	0	-18.7076
8	160.5034	0	20.655	8	160.5034	0	-20.655
9	154.1476	0	22.4267	9	154.1476	0	-22.4267
10	147.5241	0	24.112	10	147.5241	0	-24.112

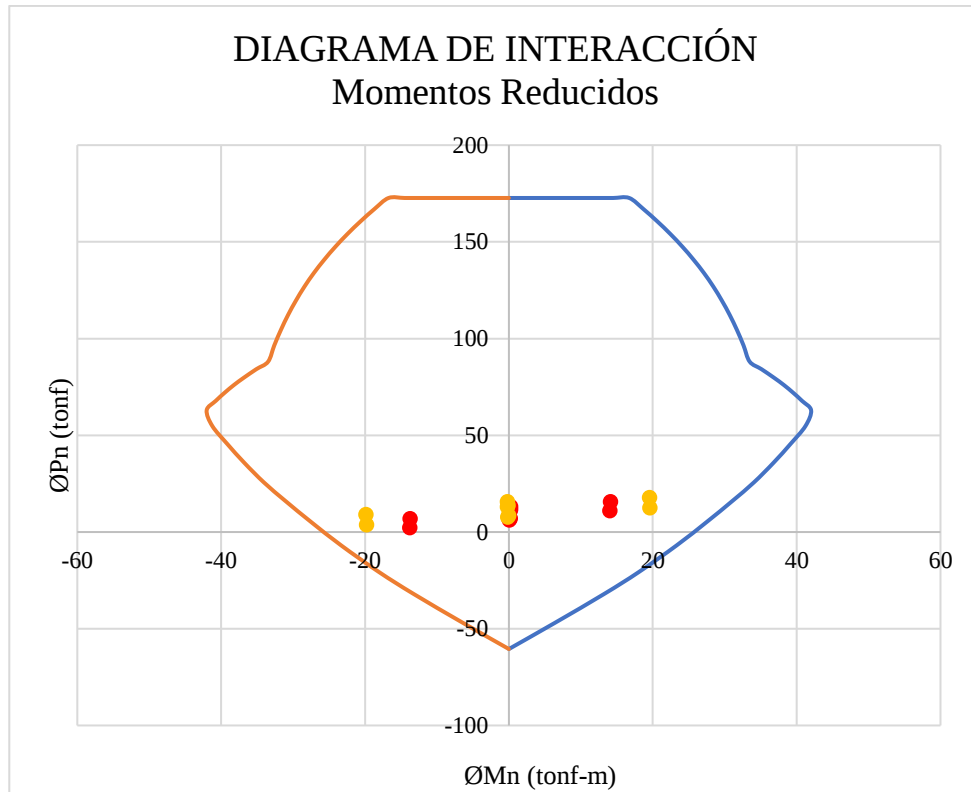
11	140.7841	0	25.672	11	140.7841	0	-25.672
12	133.9115	0	27.1118	12	133.9115	0	-27.1118
13	126.8492	0	28.427	13	126.8492	0	-28.427
14	119.5601	0	29.621	14	119.5601	0	-29.621
15	112.2241	0	30.699	15	112.2241	0	-30.699
16	104.4764	0	31.6996	16	104.4764	0	-31.6996
17	96.4378	0	32.6207	17	96.4378	0	-32.6207
18	88.0535	0	33.4777	18	88.0535	0	-33.4777
19	84.1971	0	35.11	19	84.1971	0	-35.11
20	79.8016	0	36.8407	20	79.8016	0	-36.8407
21	75.9893	0	38.2341	21	75.9893	0	-38.2341
22	71.9745	0	39.5263	22	71.9745	0	-39.5263
23	67.8302	0	40.7462	23	67.8302	0	-40.7462
24	62.9471	0	42.0145	24	62.9471	0	-42.0145
25	54.8108	0	41.2333	25	54.8108	0	-41.2333
26	45.5151	0	39.1471	26	45.5151	0	-39.1471
27	35.8363	0	36.7979	27	35.8363	0	-36.7979
28	25.6628	0	34.0645	28	25.6628	0	-34.0645
29	15.8713	0	31.0095	29	15.8713	0	-31.0095
30	5.3184	0	27.5428	30	5.3184	0	-27.5428
31	-6.9122	0	23.3204	31	-6.9122	0	-23.3205
32	-20.7304	0	18.0439	32	-20.7304	0	-18.0439
33	-31.9097	0	13.2878	33	-31.9097	0	-13.2878
34	-47.0266	0	6.3594	34	-47.0266	0	-6.3594
35	-60.4799	0	0	35	-60.4799	0	0

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Para que el diseño estructural sea aceptable, las fuerzas axiales y los momentos deben ubicarse dentro de los diagramas de interacción, tanto reducidos como nominales. Dichos diagramas permiten verificar que el muro resista adecuadamente la combinación de compresión y flexión. Si algún punto quedara fuera, sería necesario ajustar el refuerzo o las dimensiones. En este caso, todos los puntos se encuentran dentro de los límites, por lo que el diseño a flexocompresión cumple satisfactoriamente con los criterios normativos.

Figura 159

Diagrama de Interacción Momentos Reducidos en X



Nota. Analizado y plasmado en Excel

De igual manera, se introducen los puntos requeridos para elaborar el diagrama de interacción de momentos nominales, omitiendo en este caso la restricción impuesta por el factor ϕ . Con ello se obtiene la capacidad nominal total del elemento, permitiendo visualizar de forma más completa la relación entre carga axial y momento. Este diagrama sirve además como referencia para comparar con el diagrama reducido y confirmar que el diseño mantiene un margen adecuado de seguridad estructural.

Tabla 110

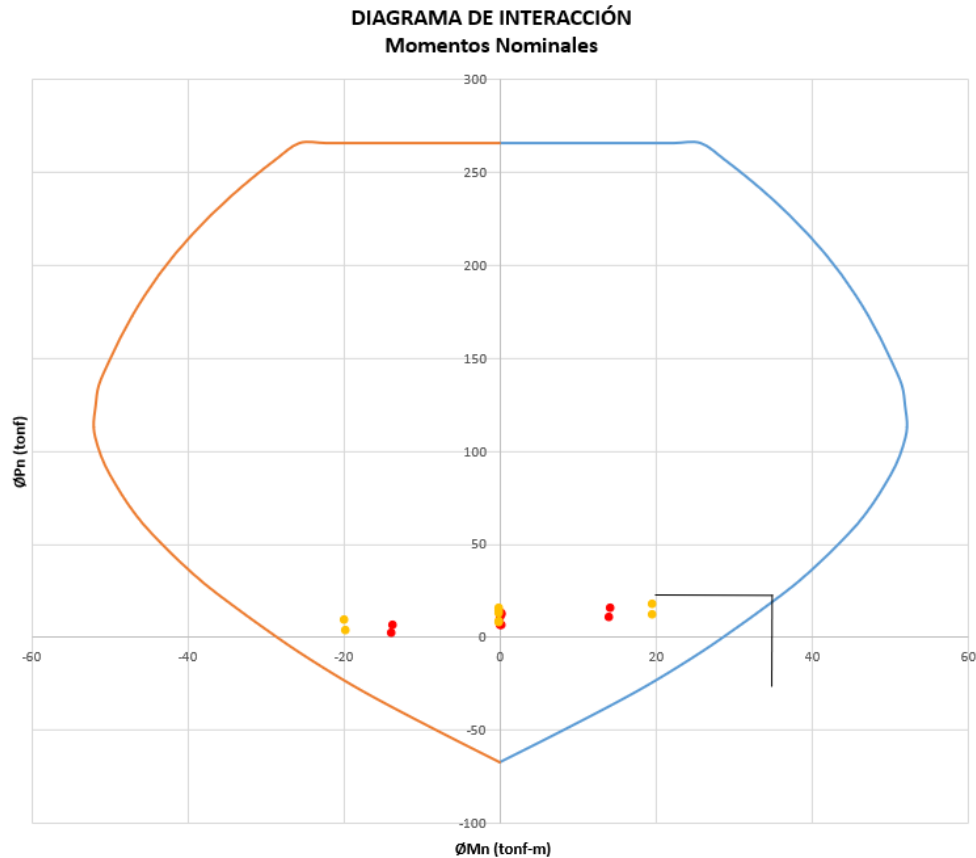
Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Nominales en X

Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	265.6751	0	0	1	265.6751	0	0
2	265.6751	0	10.9629	2	265.6751	0	-10.9629
3	265.6751	0	14.8271	3	265.6751	0	-14.8271
4	265.6751	0	18.6808	4	265.6751	0	-18.6808
5	265.6751	0	22.3151	5	265.6751	0	-22.3151
6	265.6751	0	25.733	6	265.6751	0	-25.733
7	256.8191	0	28.7809	7	256.8191	0	-28.7809
8	246.9284	0	31.777	8	246.9284	0	-31.777
9	237.1502	0	34.5026	9	237.1502	0	-34.5026
10	226.9602	0	37.0953	10	226.9602	0	-37.0953
11	216.5909	0	39.4954	11	216.5909	0	-39.4954
12	206.0177	0	41.7104	12	206.0177	0	-41.7104
13	195.1526	0	43.7338	13	195.1526	0	-43.7338
14	183.9386	0	45.5707	14	183.9386	0	-45.5707
15	172.6525	0	47.2292	15	172.6525	0	-47.2292
16	160.7329	0	48.7686	16	160.7329	0	-48.7686
17	148.3659	0	50.1857	17	148.3659	0	-50.1857
18	135.4669	0	51.5041	18	135.4669	0	-51.5041
19	124.4868	0	51.9106	19	124.4868	0	-51.9106
20	112.998	0	52.1659	20	112.998	0	-52.1659
21	102.6388	0	51.6429	21	102.6388	0	-51.6429
22	92.3056	0	50.6915	22	92.3056	0	-50.6915
23	82.1495	0	49.348	23	82.1495	0	-49.348
24	71.531	0	47.7439	24	71.531	0	-47.7439
25	60.9009	0	45.8148	25	60.9009	0	-45.8148
26	50.5723	0	43.4968	26	50.5723	0	-43.4968
27	39.8182	0	40.8865	27	39.8182	0	-40.8865
28	28.5142	0	37.8494	28	28.5142	0	-37.8494
29	17.6347	0	34.455	29	17.6347	0	-34.455
30	5.9093	0	30.6031	30	5.9093	0	-30.6031
31	-7.6802	0	25.9116	31	-7.6802	0	-25.9116
32	-23.0338	0	20.0488	32	-23.0338	0	-20.0488
33	-35.4553	0	14.7642	33	-35.4553	0	-14.7642
34	-52.2518	0	7.066	34	-52.2518	0	-7.066
35	-67.1999	0	0	35	-67.1999	0	0

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 160

Diagrama de Interacción Momentos Nominales en X



Nota. Analizado y extraído como figura de Excel

Para que el diseño a flexo compresión se cumpla los puntos de las combinaciones de carga deben estar dentro de los diagramas de interacción de momentos reducidos y nominales, en este caso el muro de 1.20 x 0.15 metros cumple satisfactoriamente el diseño.

1.9.2. Diseño por Corte

Ahora realizamos el diseño por corte, cabe recalcar que todas las fórmulas utilizadas, derivan de la NTP. E.060, 2020.

1.9.2.1. Momento Nominal. Se obtiene el momento nominal con el diagrama de momentos nominales que se obtuvo previamente, se marca con el mayor punto de las combinaciones de carga dentro del diagrama.

$$M_n = 35 \text{ tonf}$$

1.9.2.2. Cortante Última Actuante. La cortante última actuante es igual al máximo cortante de las combinaciones de carga de V2 de inferior y superior.

$$V_{ua} = \text{Max}(V_2)$$

$$V_{ua} = 7.153 \text{ ton}$$

1.9.2.3. Momento Último Actuante. El momento último actuante es igual al máximo cortante de las combinaciones de carga de M3 de inferior y superior.

$$M_{ua} = \text{Max}(M_3)$$

$$M_{ua} = 19.88 \text{ ton}$$

1.9.2.4. Cortante último. Según la norma E.060 el cortante último está dado por la siguiente fórmula.

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = 12.59 \text{ ton}$$

Cortante del Acero. Según la norma E.060 el cortante del acero está dado por la siguiente fórmula.

$$V_s = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_s = 14.82 \text{ ton}$$

1.9.2.5. Área de Corte. Se tiene dos mallas y se usará aceros transversales de 3/8”, con un diámetro de 0.953 cm y 0,71 cm²

$$A_v = \#mallas * A_{acero}$$

$$A_v = 1.426 \text{ cm}^2$$

El peralte efectivo del muro se toma como el 80% de la longitud del muro.

$$d = 80\% * L_m$$

$$A_v = 80 \text{ cm}$$

1.9.2.6. Espaciamiento del acero horizontal. El espaciamiento del acero horizontal está definido por las siguientes fórmulas.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

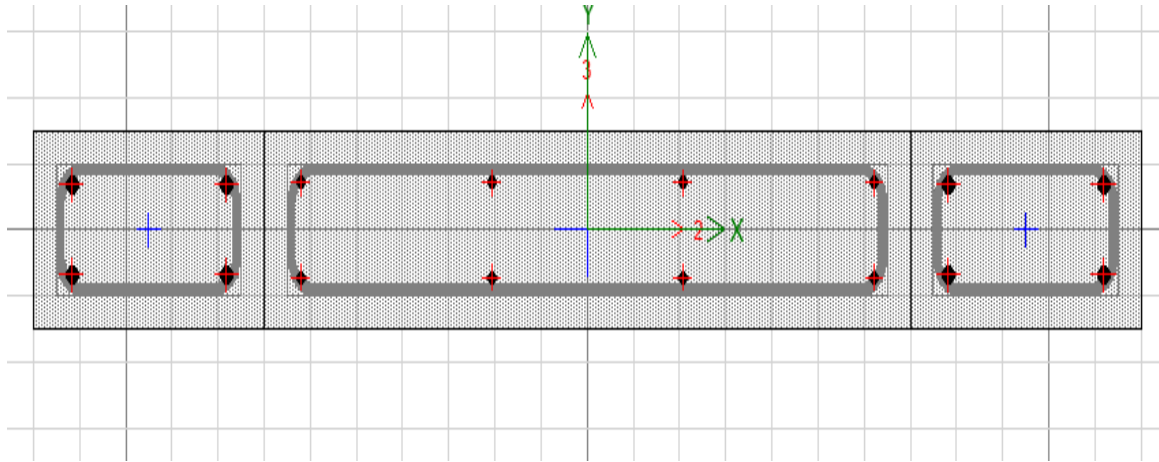
$$S = 32 \text{ cm}$$

El espaciamiento entonces de los aceros transversales de 3/8” irán distanciados a 32 cm, a lo alto de todo el muro.

A continuación, se muestra la vista en la planta de los muros o placas de concreto armado en dirección X.

Figura 161

Vista en Planta de los Muros en Dirección X



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 162

Tabla de datos de Elementos de Borde en X

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)									
Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.06542	Comb2	15.7062	-13.7342	642.62	420	0.13083	0.22437
Top-Right	Leg 1	0.06542	Comb2	15.7062	14.0997	656.96	420	0.13083	0.22437
Bottom-Left	Leg 1	0.07043	Comb2	17.8643	-19.8793	898	420	0.14086	0.22437
Bottom-Right	Leg 1	0.07043	Comb2	17.8643	19.5258	884.13	420	0.14086	0.22437

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

El parámetro C y C límite que nos ofrece el programa es equivalente a los parámetros de la primera ecuación respectivamente, con eso podemos decir que C menor que el C límite, por lo

tanto, no se necesita confinar, pero ahora debemos analizar por fuerzas si se cumple o no, de la tabla anterior que nos ofrece el programa también tenemos el esfuerzo por compresión que en este caso el mayor esfuerzo en la base sería 898 tonf/m².

Ya que el 20% de f'_c , que en este caso estamos tomando un concreto de 210 kg/cm², sería igual a 420 tonf/m². Entonces podemos concluir que el esfuerzo a compresión es mayor que el 20% de su f'_c , por lo tanto, se debe agregar los elementos de borde.

1.10. Diseño de Concreto Armado de los Muros de corte de 1.20 m en dirección Y

1.10.1. Diseño por Flexocompresión

Se usaron las cargas y fuerzas más desfavorables para poder diseñar los jiros en la dirección Y, sin embargo, las diferencias de cargas, no son tan extremas. Primero debemos guiarnos de la norma E.060 para poder conocer los parámetros necesarios para el diseño del muro de corte. Y poder conseguir los diagramas de Iteración ingresando los primeros datos de diseño del muro,

SECCIÓN	MURO DE CORTE (1.20 M X 0.15 M)
Lado A (Lm)	15 cm
Lado B (t)	120 cm
Fy del acero	4200 kg/cm ²
Ubicación	Y
Altura total	8.2 m
Número de pisos	2
Acero requerido para las esquinas del muro	4.625 cm ²

Nota. Analizado y plasmado en Excel

1.10.1.1. Elementos de borde. Para los elementos de borde se necesitarán las medidas de espesor y longitud total del muro a diseñar, para poder usar la fórmula de Acero según la norma $A_s = 1\% * l_c * t_c$, dónde l_c es el largo del elemento de borde y t_c es el ancho del mismo.

$L_{c1} =$	$2.t$
$L_{c1} =$	0.3
$L_{c2} =$	$0.1 * L_m$
	0.12

$A_s = 1\% * L_c * t_c$
3.75 cm^2
4 aceros de 1/2
5.08 cm^2

1.10.1.2. Acero Vertical en el Alma de la Placa. Inicialmente se puede tomar la cuantía mínima del acero vertical en placas. Según la NTP 0.060, Artículo 11.10.7.

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015

$p_v =$	0.0025	
$b =$	120	Longitud total
$L_a =$	50	Longitud del alma de la placa
$t =$	15	Espesor de la placa

$A_s = p_v \cdot b \cdot t$	
$A_s =$	3.75 cm ²

Usamos aceros de 3/8”

Con un número de mallas de acero igual a 2.

Ahora calculamos el espaciamiento de los aceros (S).

S=	#mallas * Acero/ As
S=	31.55
S=	20
Se usará 3/8" @ 16 cm	

Ahora se procede a exportar los datos obtenidos por el programa.

1.10.1.3. Efectos de Redundancia. Según la NTP 0.30, Artículo 34, Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseñó para el 125% de dicha fuerza.

1.10.1.4. Verificación de la Fuerza Cortante en los Muros. Se procede a exportar los datos de los sismos dinámicos en dirección X e Y, para

Tabla 111

Reacciones en la base en dirección Y

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
DIN XX	LinRespSpec	Max	58.2505	0.0782	0	0.4919	375.4625	346.4675
DIN YY	LinRespSpec	Max	0.0782	58.425	0	376.79	0.4394	453.4144

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

.	Cortante total	58.425
	Cortante P1	5.3541
	Cortante P2	5.1537
	Suma	10.5078
	%Cortante placas =	
	$\frac{\sum \text{cortantes}}{\text{cortante total}}$	
	% Cortante placas =	18%
	Redundancia =	1

1.10.1.5. Fuerzas Internas del Muro. Del software se extraen las fuerzas aplicadas en las zonas superiores e inferiores de los muros. A continuación, se extraen los datos obtenidos en la parte superior de los muros del software.

Tabla 112

Fuerzas en la parte Superior de Placas o Muros de Corte en dirección Y

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Output Case	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	PX2	CM	Top	8.5129	0.0051	0.021	0.0004	0.0992	-0.0097
Story1	PX2	CV	Top	2.0875	-0.0148	0.0154	0.0003	-0.063	0.042
Story1	PX2	DIN XX	Top	0.0695	10.9984	0.0081	0.0104	0.0098	22.6668
Story1	PX2	DIN YY	Top	0.4645	0.1913	0.0942	0.0018	0.1012	0.3868

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Se procedió a insertar las combinaciones de carga en el software según la norma técnica.

- COMBINACIÓN 1 = 1.4CM + 1.7CV
- COMBINACIÓN 2 = 1.25(CM + CV) + CSX
- COMBINACIÓN 3 = 1.25(CM + CV) - CSX
- COMBINACIÓN 4 = 1.25(CM + CV) + CSY
- COMBINACIÓN 5 = 1.25(CM + CV) - CSY
- COMBINACIÓN 6 = 0.9CM + CSX
- COMBINACIÓN 7 = 0.9CM - CSX
- COMBINACIÓN 8 = 0.9CM + CSY
- COMBINACIÓN 9 = 0.9CM - CSY

Las fuerzas obtenidas en los muros de las diferentes combinaciones se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 113

Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección Y parte Superior

COMBINACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
COMB 1	15.4668	-0.0180	0.0556	-0.0011	-0.2460	0.0578
COMB 2	13.3200	10.9863	0.0536	0.0095	-0.1930	22.7072
COMB 3	13.1810	-11.0105	0.0374	-0.0113	-0.2126	-22.6264
COMB 4	13.7150	0.1792	0.1397	0.0009	-0.1016	0.4272
COMB 5	12.7860	-0.2034	-0.0487	-0.0027	-0.3040	-0.3464
COMB 6	7.7311	11.0030	0.0270	0.0100	-0.0795	22.6581
COMB 7	7.5921	-10.9938	0.0108	-0.0108	-0.0991	-22.6755
COMB 8	8.1261	0.1959	0.1131	0.0014	0.0119	0.3781
COMB 9	7.1971	-0.1867	-0.0753	-0.0022	-0.1905	-0.3955

A continuación, se extraen los datos obtenidos en la parte inferior de los muros del software.

Tabla 114

Fuerzas en la parte Inferior de Placas o Muros de Corte en dirección Y

TABLE: Pier Forces								
Story	Output Case	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	CM	Bottom	10.4023	0.0051	0.021	-0.0004	0.0007	0.0144
Story1	CV	Bottom	2.0875	-0.0148	0.0154	-0.0003	0.0101	-0.0285
Story1	DIN XX	Bottom	0.0695	10.9984	0.0081	0.0104	0.0289	29.5792
Story1	DIN YY	Bottom	0.4645	0.1913	0.0942	0.0018	0.3477	0.5228

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

También se obtienen su cuadro de combinaciones de carga.

Tabla 115

Combinaciones de Fuerzas para Muros en dirección Y parte Inferior

COMBINACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
COMB 1	18.1120	-0.0180	0.0556	-0.0011	0.0182	-0.0283
COMB 2	15.6818	10.9863	0.0536	0.0095	0.0424	29.5616
COMB 3	15.5428	-11.0105	0.0374	-0.0113	-0.0154	-29.5968
COMB 4	16.0768	0.1792	0.1397	0.0009	0.3612	0.5052
COMB 5	15.1478	-0.2034	-0.0487	-0.0027	-0.3342	-0.5404
COMB 6	9.4316	11.0030	0.0270	0.0100	0.0295	29.5922
COMB 7	9.2926	-10.9938	0.0108	-0.0108	-0.0283	-29.5662
COMB 8	9.8266	0.1 959	0.1131	0.0014	0.3483	0.5358
COMB 9	8.8976	-0.1867	-0.0753	-0.0022	-0.3471	-0.5098

1.10.1.6. Diagrama de Interacción. Se extraen los puntos de los diagramas de interacción de momentos reducidos y también de momentos nominales, el muro que se está analizando está en dirección X por lo tanto se extraen los puntos de las curvas en 0 grados y en 180 grados.

Tabla 116

Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Reducidos en Y

Curve #7 90 deg				Curve #21 270 deg			
Point	P tonf	M3 tonf-m	M2 tonf-m	Point	P tonf	M3 tonf-m	M2 tonf-m
1	203.5029	0	0	1	203.5029	0	0
2	203.5029	0	9.1351	2	203.5029	0	-9.1351
3	203.5029	0	12.7434	3	203.5029	0	-12.7434
4	203.5029	0	16.3002	4	203.5029	0	-16.3002
5	203.5029	0	19.6448	5	203.5029	0	-19.6448
6	203.5029	0	22.7794	6	203.5029	0	-22.7794

7	197.8597	0	25.5853	7	197.8597	0	-25.5853
8	190.2208	0	28.3087	8	190.2208	0	-28.3087
9	182.4802	0	30.8316	9	182.4802	0	-30.8316
10	174.7898	0	33.1097	10	174.7898	0	-33.1097
11	166.805	0	35.2452	11	166.805	0	-35.2452
12	158.6088	0	37.1766	12	158.6088	0	-37.1766
13	150.2192	0	38.9225	13	150.2192	0	-38.9225
14	141.7907	0	40.4717	14	141.7907	0	-40.4717
15	132.9614	0	41.8827	15	132.9614	0	-41.8827
16	123.8559	0	43.1433	16	123.8559	0	-43.1433
17	114.4247	0	44.2686	17	114.4247	0	-44.2686
18	104.7703	0	45.2773	18	104.7703	0	-45.2773
19	100.2635	0	47.385	19	100.2635	0	-47.385
20	95.0637	0	49.5666	20	95.0637	0	-49.5666
21	90.292	0	51.3216	21	90.292	0	-51.3216
22	85.3578	0	53.0647	22	85.3578	0	-53.0647
23	80.0598	0	54.6536	23	80.0598	0	-54.6536
24	73.9007	0	56.2759	24	73.9007	0	-56.2759
25	64.3644	0	55.0277	25	64.3644	0	-55.0277
26	52.472	0	52.1044	26	52.472	0	-52.1044
27	41.3853	0	48.8081	27	41.3853	0	-48.8081
28	29.3329	0	44.9339	28	29.3329	0	-44.9339
29	17.5649	0	40.666	29	17.5649	0	-40.666
30	5.5163	0	35.9326	30	5.5163	0	-35.9326
31	-7.896	0	30.2166	31	-7.896	0	-30.2166
32	-23.4865	0	23.0433	32	-23.4865	0	-23.0433
33	-35.8985	0	16.6536	33	-35.8985	0	-16.6536
34	-53.6037	0	6.9789	34	-53.6037	0	-6.9789
35	-65.845	0	0	35	-65.845	0	0

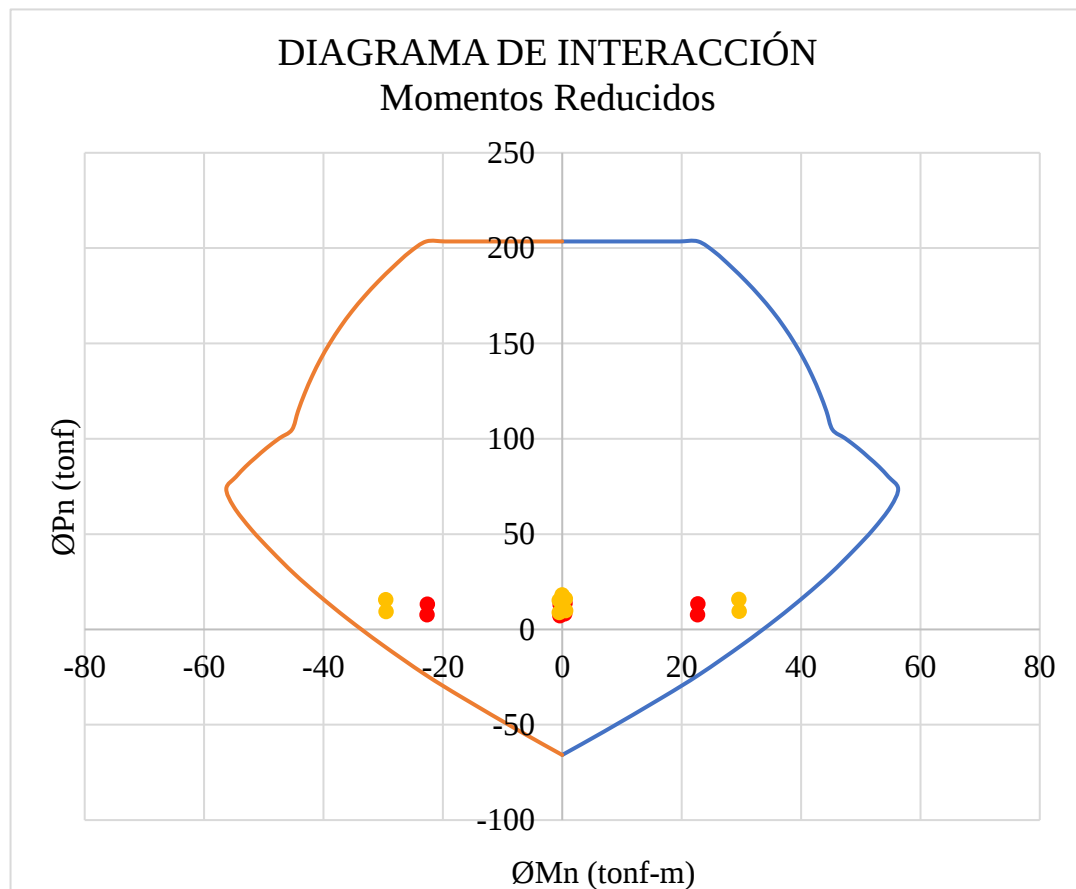
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Para que el diseño se cumpla, las fuerzas de carga axial y momento deben estar dentro de los diagramas de interacción, de momentos reducidos y nominales, de lo contrario se debería reevaluar los aceros y dimensiones, en este caso se logró cumplir satisfactoriamente el diseño a flexocompresión

Nota. Analizado y plasmado en Excel

Figura 163

Diagrama de Interacción Momentos Reducidos en Y



Nota. Analizado y plasmado en Excel

Tabla 117

Puntos para el Diagrama de Interacción de Momentos Nominales en Y

Curve #7 90 deg				Curve #21 270 deg			
Point	P tonf	M3 tonf-m	M2 tonf-m	Point	P tonf	M3 tonf-m	M2 tonf-m
1	313.0814	0	0	1	313.0814	0	0
2	313.0814	0	14.0541	2	313.0814	0	-14.0541
3	313.0814	0	19.6052	3	313.0814	0	-19.6052
4	313.0814	0	25.0772	4	313.0814	0	-25.0772
5	313.0814	0	30.2227	5	313.0814	0	-30.2227
6	313.0814	0	35.0453	6	313.0814	0	-35.0453
7	304.3995	0	39.3621	7	304.3995	0	-39.3621
8	292.6473	0	43.5519	8	292.6473	0	-43.5519
9	280.7388	0	47.4333	9	280.7388	0	-47.4333
10	268.9073	0	50.938	10	268.9073	0	-50.938
11	256.6231	0	54.2234	11	256.6231	0	-54.2234
12	244.0136	0	57.1948	12	244.0136	0	-57.1948
13	231.1065	0	59.8808	13	231.1065	0	-59.8808
14	218.1396	0	62.2641	14	218.1396	0	-62.2641
15	204.556	0	64.4349	15	204.556	0	-64.4349
16	190.5475	0	66.3744	16	190.5475	0	-66.3744
17	176.038	0	68.1055	17	176.038	0	-68.1055
18	161.1851	0	69.6574	18	161.1851	0	-69.6574
19	148.2412	0	70.0594	19	148.2412	0	-70.0594
20	134.6089	0	70.1856	20	134.6089	0	-70.1856
21	121.9575	0	69.3201	21	121.9575	0	-69.3201
22	109.4692	0	68.0542	22	109.4692	0	-68.0542
23	96.9608	0	66.1912	23	96.9608	0	-66.1912
24	83.9784	0	63.9501	24	83.9784	0	-63.9501
25	71.516	0	61.1419	25	71.516	0	-61.1419
26	58.3022	0	57.8938	26	58.3022	0	-57.8938
27	45.9837	0	54.2312	27	45.9837	0	-54.2312
28	32.5921	0	49.9266	28	32.5921	0	-49.9266
29	19.5166	0	45.1845	29	19.5166	0	-45.1845
30	6.1293	0	39.9252	30	6.1293	0	-39.9252
31	-8.7734	0	33.574	31	-8.7734	0	-33.574

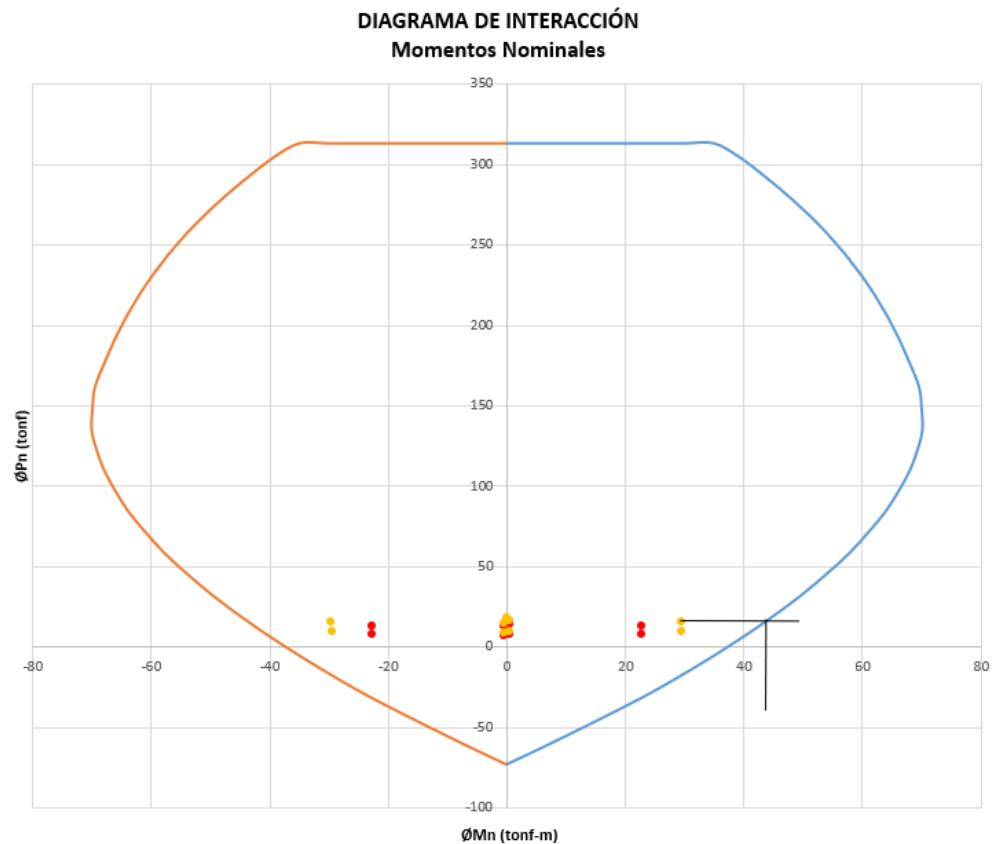
32	-26.0961	0	25.6036	32	-26.0961	0	-25.6036
33	-39.8872	0	18.504	33	-39.8872	0	-18.504
34	-59.5596	0	7.7543	34	-59.5596	0	-7.7543
35	-73.1611	0	0	35	-73.1611	0	0

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Para que el diseño a flexo compresión se cumpla los puntos de las combinaciones de carga deben estar dentro de los diagramas de interacción de momentos reducidos y nominales, en este caso el muro de 1.20 x 0.15 metros cumple satisfactoriamente el diseño.

Figura 164

Diagrama de Interacción Momentos Nominales en Y



Nota. Analizado y extraído como figura de Excel

1.10.2. Diseño por Corte

Ahora realizamos el diseño por corte, cabe recalcar que todas las fórmulas utilizadas, derivan de la NTP. E.060, 2020.

1.10.2.1. Momento Nominal. Se obtiene el momento nominal con el diagrama de momentos nominales que se obtuvo previamente, se marca con el mayor punto de las combinaciones de carga dentro del diagrama.

$$M_n = 43 \text{ tonf}$$

1.10.2.2. Cortante Última Actuante. La cortante última actuante es igual al máximo cortante de las combinaciones de carga de V2 de inferior y superior.

$$V_{ua} = \text{Max}(V_2)$$

$$V_{ua} = 10.9984 \text{ ton}$$

1.10.2.3. Momento Último Actuante. El momento último actuante es igual al máximo cortante de las combinaciones de carga de M3 de inferior y superior.

$$M_{ua} = \text{Max}(M_3)$$

$$M_{ua} = 29.5792 \text{ ton}$$

1.10.2.4. Cortante último. Según la norma E.060 el cortante último está dado por la siguiente fórmula.

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = 15.99 \text{ ton}$$

1.10.2.5. Cortante del Acero. Según la norma E.060 el cortante del acero está dado por la siguiente fórmula.

$$V_s = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_s = 18.81 \text{ ton}$$

1.10.2.6. Área de Corte. Se tiene dos mallas y se usará aceros transversales de 3/8”, con un diámetro de 0.953 cm y 0,71 cm²

$$A_v = \#mallas * A_{acero}$$

$$A_v = 1.426 \text{ cm}^2$$

El peralte efectivo del muro se toma como el 80% de la longitud del muro.

$$d = 80\% * L_m$$

$$A_v = 96 \text{ cm}$$

1.10.2.7. Espaciamiento del acero horizontal. El espaciamiento del acero horizontal está definido por las siguientes fórmulas.

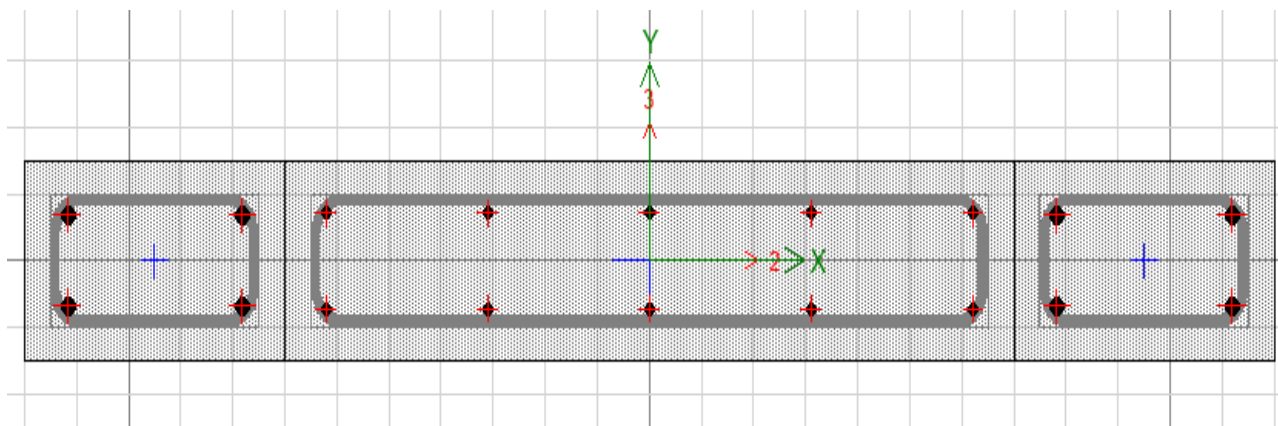
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

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

El espaciamiento entonces de los aceros transversales de 3/8” irán distanciados a 30 cm, a lo alto de todo el muro. Los estribos para los elementos de borde irán confinados hasta 1.20 m que es el largo total del muro, 1 cada 0.05 m y el resto a 0.15 m.

Figura 165

Vista en Planta de los Muros en Dirección Y



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 166

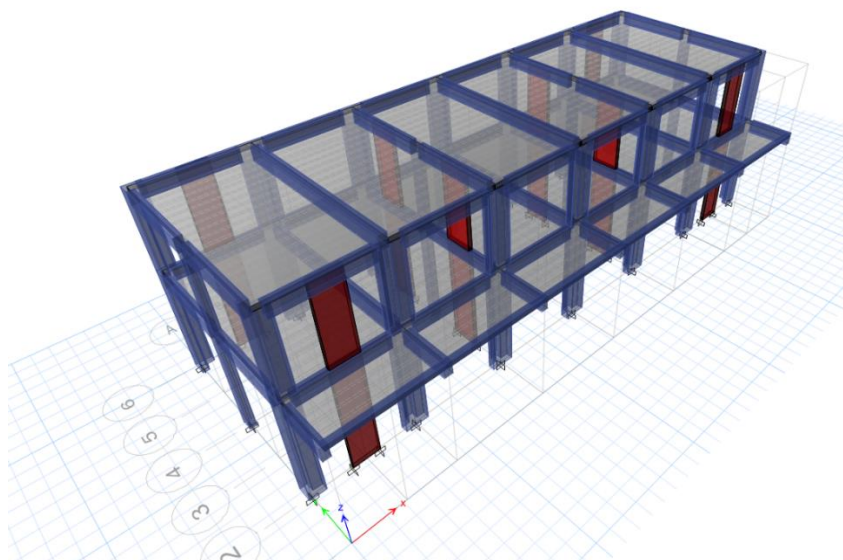
Tabla de datos de Elementos de Borde en Y

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)									
Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.10591	Comb4	28.2553	-35.1783	1122.8	420	0.21181	0.26811
Top-Right	Leg 1	0.10591	Comb4	28.2553	51.5757	1573.39	420	0.21181	0.26811
Bottom-Left	Leg 1	0.11094	Comb4	30.8341	-76.9589	2285.15	420	0.22189	0.26811
Bottom-Right	Leg 1	0.11094	Comb4	30.8341	48.0982	1492.08	420	0.22189	0.26811

Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 167

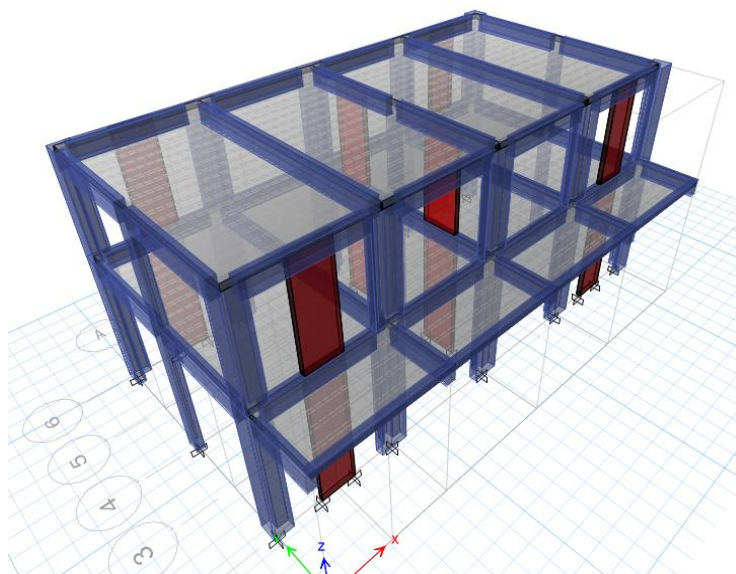
Vista en 3D del Bloque 1 con los Muros de Concreto



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 168

Vista en 3D del Bloque 2 con los Muros de Concreto



Nota. Tomado del Programa de Análisis Estructural

El parámetro C y C límite que nos ofrece el programa es equivalente a los parámetros de la primera ecuación respectivamente, con eso podemos decir que C menor que el C límite, por lo tanto, no se necesita confinar, pero ahora debemos analizar por fuerzas si se cumple o no, de la tabla anterior que nos ofrece el programa también tenemos el esfuerzo por compresión que en este caso el mayor esfuerzo en la base sería 2285.15 tonf/m².

Ya que el 20% de f'_c , que en este caso estamos tomando un concreto de 210 kg/cm², sería igual a 420 tonf/m². Entonces podemos concluir que el esfuerzo a compresión es mayor que el 20% de su f'_c , por lo tanto, se debe agregar los elementos de borde.

1.11. Diseño de Zapatas para los Muros de concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

1.11.1. Dimensiones de Zapata Corrida Bajo Muro

- $S/C = 400 \text{ Kg/m}^2$
- $S/C = 100 \text{ Kg/m}^2$
- N° pisos = 2
- Altura libre de muro de concreto = 3.5
- $\sigma_t = 1.5 \text{ kg/m}^2$ (Capacidad portante del suelo)
- $D_f = 1.2 \text{ tn/m}^3$ (Fondo de cimentación)
- $Y_{\text{prom}} = 1.2 \text{ tn/m}^3$ (Peso promedio del suelo)
- $Y_{\text{concreto armado}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Entrepiso de losa aligerada de 20 cm = 300 kg/m²

Se definen las cargas de tabiquería y muros de concreto, la carga de tabiquería se encuentra multiplicando el peso de tabiquería, el ancho tributario y el número de pisos, el peso de tabiquería 120 kg/m², el ancho 1.20 m y 2 pisos. Cabe recalcar que todas las fórmulas utilizadas, derivan de

la NTP. E.060, 2020. Las cargas fueron extraídas del software de análisis estructural, de los análisis previos.

- **Carga muerta**

$$Carga_{tabiquería} = 120 * 1.8 * 2$$

$$Carga_{tabiquería} = 432 \text{ kg/m}$$

$$Carga_{muro} = 2400 * 0.15 * 1.2 * 2$$

$$Carga_{muro} = 864 \text{ kg/m}$$

$$Carga \text{ Muerta}_{total} = 1440 + 432 + 864$$

$$Carga \text{ Muerta}_{total} = 2,736 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

$$Carga_{nivel \ 1} = 400 * 1.8 * 1$$

$$Carga_{nivel \ 1} = 720 \text{ kg/m}$$

$$Carga_{azotea} = 100 * 1.8 * 1$$

$$Carga_{azotea} = 180 \text{ kg/m}$$

$$Carga \text{ Viva}_{total} = 900 \text{ kg/m}$$

1.11.1.1. Cálculo de la carga de Servicio.

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 2736 + 900$$

$$CS = 3,636 \text{ kg/m} = 3.636 \text{ tn/m}$$

1.11.1.2. Cálculo del esfuerzo neto del terreno.

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \gamma_t * d_f - s/c$$

$$\sigma_t \text{ en tn/m}$$

$$\sigma_{neto} = (15 - 1.2 * 1.2 - 0.4)$$

$$\sigma_{neto} = 13.16 \text{ tn/m}^2$$

1.11.1.3. Cálculo de Área de Zapata para 1 metro de largo.

$$A_z = \frac{CS}{\sigma_{neto}}$$

$$A_z = \frac{3.636}{13.16}$$

$$A_z = 0.276 \text{ m}^2$$

Un lado de la zapata es 1m.

$$B * 1 = 1.08$$

$$B = 1.10 \text{ m}$$

El área de la zapata es $1.2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} = 1.32 \text{ m}^2$, cuando las cargas son muy altas obtendremos un ancho considerable, entonces es necesario reducir dicha dimensión, por lo tanto, la otra longitud deberá cambiar proporcionalmente al área calculada.

1.11.1.4. Cálculo de Altura de Zapata.

$$H = L_d + \emptyset_{barra} + re$$

Ld = longitud de desarrollo (para elementos a compresión)

Escogemos el mayor $\emptyset_{barra}$, en este caso 1/2", db = 1.27 cm

Por norma Ld (Longitud de desarrollo) el mayor de:

$$db * 0.075 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 27.61 \text{ cm}$$

$$db * 0.044 * f_y = 23.47 \text{ cm}$$

$$L_d = 27.61 \text{ cm}$$

El diámetro de la barra se asume en ambos sentidos, como mínimo el diámetro del muro, sería 2.54 cm.

El recubrimiento para las zapatas generalmente es 7.5 cm.

1.11.1.5. La altura total sería entonces la suma.

$$H = Ld + \emptyset barra + re$$

$$H = 27.61 + 2.54 + 7.5$$

$$H = 37.65 \cong 40 \text{ cm}$$

1.11.2. Diseño de Zapata Corrido bajo muro $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- $CM = 8.12 \text{ tn/m}$
- $CV = 1 \text{ tn/m}$
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Mayor diámetro de barra de muro = 1/2"
- Dimensiones de zapata corrida:

1.1 m x 1.2 m x 0.4 m

1.11.2.1. Cálculo de la carga amplificada.

$$Pu = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

$$Pu = 1.4 * 8.12 + 1.7 * 1$$

$$Pu = 13.068 \text{ tn/m}$$

1.11.2.2. Cálculo de la Reacción última del suelo.

Para el análisis se tomará la longitud igual a 1 m

$$qu = \frac{Pu}{A * B}$$

$$q_u = \frac{13.068}{1.2 * 1}$$

$$q_u = 10.89 \text{ tn/m}^2$$

Cálculo de peralte efectivo “d”

Asumimos un diámetro igual al máximo del muro

$$db1/2" = 1.27 \text{ cm}$$

Aproximamos el valor “d”

$$d = 40 - 7.5 - 1.27$$

$$d = 31.23 \text{ cm}$$

1.11.2.3. Verificación por corte a flexión.

El esfuerzo cortante actúa a una distancia del peralte efectivo “d” desde la cara del muro

Análisis para la dimensión A=1.1 m

Cálculo de Lv

$$Lv = \frac{.1 - 0.15}{2}$$

$$Lv = 0.425 \text{ m}$$

1.11.2.4. Cálculo del esfuerzo cortante actuante.

$$V_{ua} = q_u * (Lv - d) * B$$

$$V_{ua} = 10.89 * (0.425 - 0.312) * 1$$

$$V_{ua} = 1.23 \text{ tn}$$

1.11.2.5. Cálculo del esfuerzo cortante admisible Vu (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata).

$$\phi = 0.85$$

$$V_{ua} = \phi * V_c$$

$$Vu = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$b_o = B = 1 \text{ m}$$

$$Vu = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 31.23$$

$$Vu = 20.4 \text{ tn}$$

$$Vua < Vu \dots \text{OK}$$

1.11.2.6. Verificación por Punzonamiento.

El esfuerzo por punzonamiento actúa a una distancia media del peralte efectivo “d/2” desde la cara del muro.

1.11.2.7. Cálculo del perímetro crítico (bo)

$$m = 1.0 \text{ m}$$

$$n = 0.2 + 2 * \frac{d}{2}$$

$$n = 0.512 \text{ m}$$

$$b_o = 2 * (m + n)$$

$$b_o = 2 * (1 + 0.512)$$

$$b_o = 3.02 \text{ m}$$

1.11.2.8. Cálculo del Área crítica de Punzonamiento

$$Ac = b_o * d$$

$$Ac = 0.94 \text{ m}^2$$

1.11.2.9. Cálculo de la Fuerza última de punzonamiento

$$Fvu = Pu - q_u * m * n$$

$$Fvu = 13.068 - 10.89 * 1 * 0.512$$

$$Fvu = 7.5 \text{ tn}$$

1.11.2.10. Cálculo del esfuerzo de Punzonamiento Actuante

$$V_{ua} = \frac{F_{vu}}{A_c}$$

$$V_{ua} = 7.98 \text{ tn/m}$$

1.11.2.11. Cálculo del esfuerzo de punzonamiento admisible V_u (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata).

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = \phi * V_c$$

El menor de:

$$V_{c1} = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

β es la relación entre el largo y corto de la columna/muro

$$V_{c2} = \phi * 0.27 * \left(\frac{a_s * d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c3} = \phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

El menor en este caso sería $V_{c1} = 62.45 \text{ tn}$ es mayor que 7.98.

$$V_{ua} < V_u \dots \text{OK}$$

1.11.2.12. Diseño de Acero de Refuerzo.

Cálculo del Momento último

En la dirección donde $A=1.10 \text{ m}$

$$M_u = \frac{q_u * L_v^2 * B}{2}$$

$$M_u = \frac{10.89 * 0.45^2 * 1}{2}$$

$$Mu = 1.10 \text{ tn/m}$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{fy^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$As = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.11.2.13. Verificación del Acero Mínimo

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

$$As_{min} = 0.0018 * 100 * 31.23$$

$$As_{min} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} > As, \text{ Usar acero mínimo}$$

Usando barras de 5/8", Área de barra = 1.99 cm²

$$\text{Cantidad } (n) = \frac{5.62}{2} \cong 3$$

$$\text{Espaciado } (S) = \frac{100}{n} \cong 33$$

Para ambas direcciones de la zapata, se usarán la misma distribución de acero, la dirección B es igual al acero por temperatura debido a las dimensiones geométricas del muro respecto a la zapata $L_v=0$.

Usar entonces $\phi = 5/8" @ 30 \text{ cm}$, para ambas direcciones.

Cálculo de la longitud de Desarrollo

$$x = \left(\frac{\text{Lado de zapata} - \text{Ancho de muro}}{2} \right) - \text{recubrimiento}$$

$$x = \left(\frac{1.1 - 0.15}{2} \right) - 0.075$$

$$x = 0.4 \text{ m}$$

Figura 169

Tabla de Longitudes de Desarrollo

Designacion	Ø (pulg)	Ø (cm)	Inferior < 300mm				Superior ≥ 300mm			
			Ld (cm), fc (kg/cm ²)				Ld (cm), fc (kg/cm ²)			
			175	210	280	350	175	210	280	350
Nº2	1/4"	0.64	24.80	22.70	19.60	17.60	32.30	29.50	25.50	22.80
Nº3	3/8"	0.95	36.80	33.60	29.10	26.10	47.90	43.70	37.90	33.90
Nº4	1/2"	1.27	49.20	44.90	38.90	34.80	64.00	58.40	50.60	45.30
Nº5	5/8"	1.59	61.60	56.20	48.70	43.60	80.10	73.10	63.30	56.60
Nº6	3/4"	1.91	74.00	67.60	58.50	52.30	96.20	87.80	76.10	68.00
Nº7	7/8"	2.22	106.80	97.50	84.50	75.60	138.90	126.80	109.80	98.20
Nº8	1"	2.54	122.20	111.60	96.60	86.40	158.90	145.10	125.60	112.40
Nº9	1 1/8"	2.87	138.10	126.10	109.20	97.70	179.50	163.90	141.90	127.00
Nº10	1 1/4"	3.23	155.40	141.90	122.90	109.90	202.00	184.40	159.70	142.90
Nº11	1 3/8"	3.58	172.30	157.30	136.20	121.80	223.90	204.40	177.00	158.40

Nota. Figura obtenida del archivo Longitudes de Desarrollo, COSREC, 2024

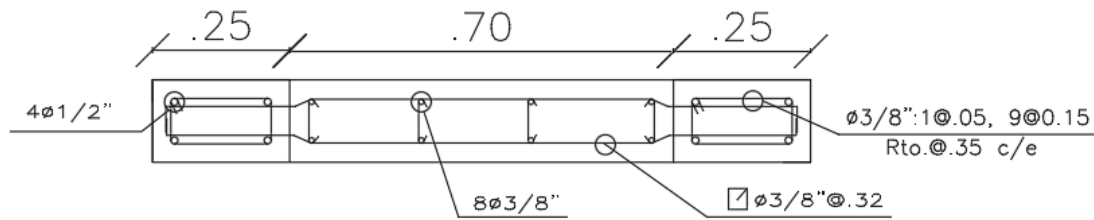
$$x < Ld$$

0.4 < 0.562, Necesita gancho en los extremos, adoptamos 30 cm.

Anexo 05. DETALLES DE LOS MUROS DE CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Figura 170

Detalle en Planta de los Muros en dirección X

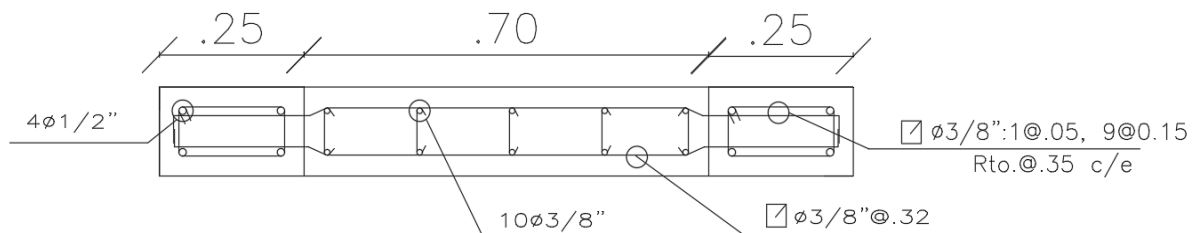


PLACA DIRECCIÓN X

ESCALA : 1/25

Figura 171

Detalle en Planta de los Muros en dirección Y



PLACA DIRECCIÓN Y

ESCALA : 1/25

Figura 172

Detalle de Corte de los Muros en dirección X

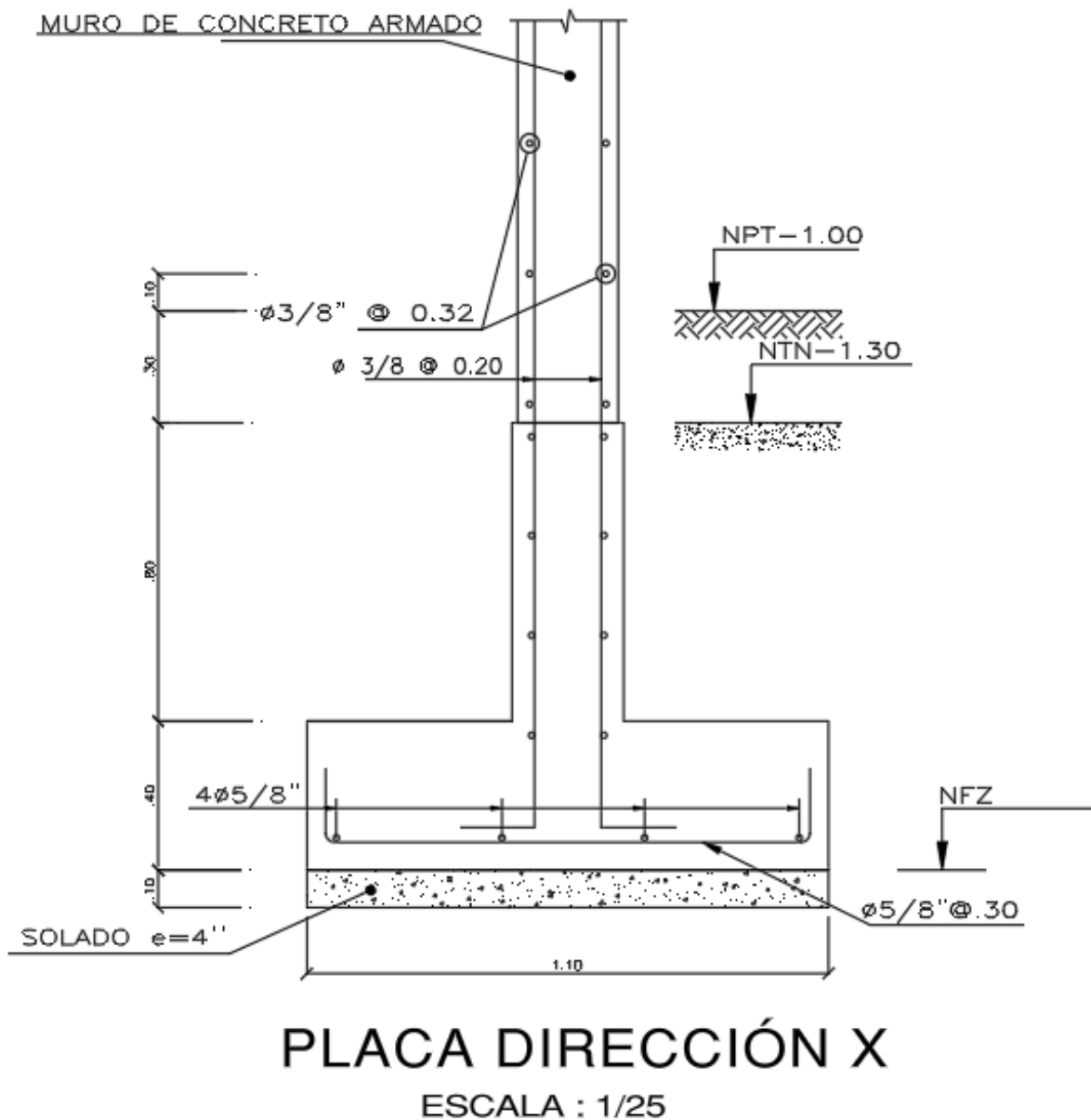
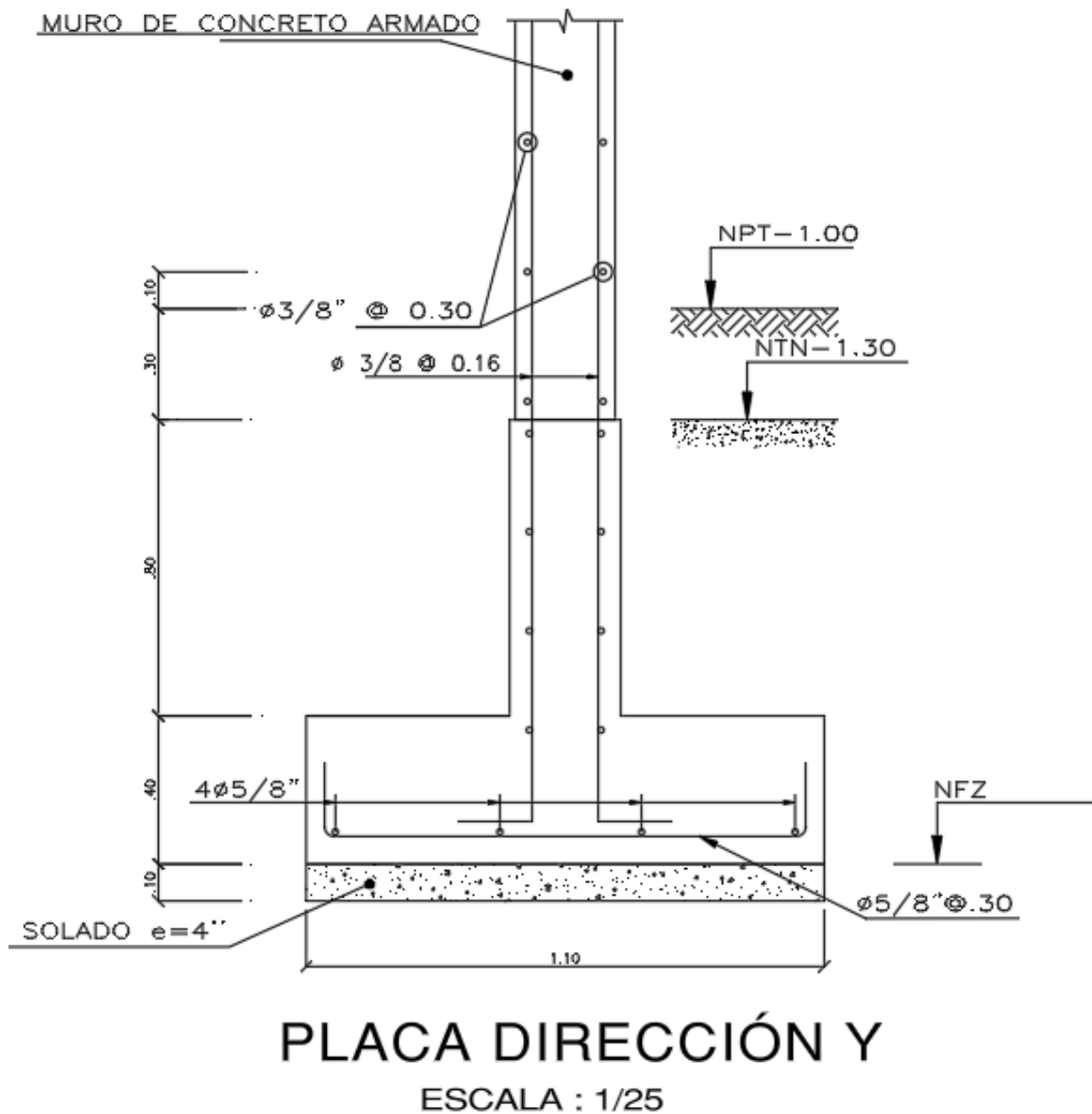


Figura 173

Detalle de Corte de los Muros en dirección Y



Anexo 06. PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA

“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024”					
PRESUPUESTO INTEGRAL-OBRA CIVIL					
Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	ESTRUCTURAS DE CONCRETO				206,587.20
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				15,377.45
01.01.01	TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS	GLB	1.00	657.70	657.70
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTO PRELIMINAR	m2	653.24	4.00	2,615.50
01.01.03	DEMOLICIÓN DE PISOS H= 0.15 m	m2	102.40	1.80	184.71
01.01.04	DEMOLICIÓN DE CIMIENTOS CORRIDOS	m3	10.20	16.01	163.32
01.01.05	DEMOLICIÓN DE LOSAS ALIGERADAS	m2	32.50	1.73	56.11
01.01.06	DEMOLICIÓN DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15 m	m	459.63	15.07	6,926.62
01.01.07	DEMOLICIÓN DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25 m	m	198.30	24.07	4,773.48
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRA				30,402.24
01.02.01	EXCAVACIÓN DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	202.10	82.85	16,744.21
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIAL PROPIO	m3	89.60	53.45	4,789.50
01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA	m2	62.31	5.60	348.66
01.02.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE + 30% DE ESPONJAMIENTO ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D = 10KM	m3	265.89	7.06	1,876.76
01.02.05		m3	265.89	24.91	6,623.11
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				143,262.31
01.03.01	ZAPATAS				54,729.47
01.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C = 210 Kg/cm2 - ZAPATAS	m3	125.89	366.47	46,134.86

01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - ZAPATAS	m2	112.45	58.25	6,550.44
01.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY = 4200 Kg/cm2	kg	332.60	6.15	2,044.18
01.03.02	MUROS DE CONCRETO, TABIQUES DE CONCRETO Y PLACAS				88,532.84
01.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C = 210 Kg/cm2 - MUROS DE CONCRETO	m3	137.76	366.53	50,493.08
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - MUROS DE CONCRETO	m2	309.96	66.04	20,468.52
01.03.02.03	ACERO CORRUGADO FY = 4200 Kg/cm2	kg	2,855.55	6.15	17,571.24
01.04	SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA	GLB	1.00		17,545.20
01.04.01	EQUIPO DE PROTECCIÓN PERSONAL	GLB	1.00	4,028.64	4,028.64
01.04.02	EQUIPO DE PROTECCIÓN COLECTIVA	GLB	1.00	10,516.56	10,516.56
01.04.03	CAPACITACIÓN DE SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	3,000.00	3,000.00
01.04.04	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS	GLB	1.00	169.47	169.47

COSTO DIRECTO **206,587.20**

GASTOS GENERALES (8%) **16,526.98**

UTILIDADES (7%) **14,461.10**

SUB TOTAL **237,575.28**

IGV (18%) **42,763.55**

PRESUPUESTO TOTAL **280,338.83**

SON: DOSCIENTOS OCHENTA MIL Y TRESCIENTOS TREINTA Y OCHO CON 83/100 SOLES.

Anexo 07. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024”

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida						
01.01.01	TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS			Rend:		1.0000 GLB/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>		<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
PEON	hh	2.000	16	18.60		297.60
						-
Equipo						
CAMION PLATAFORMA 4X2,178-210 HP, 12 TN	hm	0.250	2	180.05		360.10
						657.70
					Costo Unitario por m2 :	657.70
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR			Rend:		250.0000 m2/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>		<i>Parcial</i>
Mano de Obra						
PEON	hh	2.000	0.0640	18.60		1.19
OPERARIO	hh	0.100	0.0032	27.70		0.09
TOPOGRAFO	hh	1.000	0.0320	27.70		0.89
						2.17
Materiales						
CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.0020	7.00		0.01
YESO EN BOLSAS DE 18 KG	BOL		0.0100	14.83		0.15
MADERA TORNILLO	p2		0.0200	6.40		0.13
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0250	48.31		1.21
						1.50
Equipo						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.23		0.07
NIVEL TOPOGRÁFICO	hm	1.000	0.0320	8.45		0.27
						0.34
					Costo Unitario por m2 :	4.00

01.01.03	DEMOLICIÓN DE PISO H=0.20 m	Rend:		350.0000 m2/DIA	
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.0229	27.70	0.63
PEON	hh	2.000	0.0457	18.60	0.85
					1.48
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.53	0.05
ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	1.000	0.0320	8.45	0.27
					0.32
Costo Unitario por m2 :					1.80
01.01.04	DEMOLICIÓN DE CIMIENTOS CORRIDOS	Rend:		120.0000 m3/DIA	
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OFICIAL	hh	1.000	0.0667	21.78	1.45
PEON	hh	2.000	0.1333	18.60	2.48
					3.93
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.53	0.05
ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	1.000	0.0833	8.45	0.70
RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP	hm	1.000	0.07	169.80	11.33
					12.08
Costo Unitario por m3 :					16.01
01.01.05	DEMOLICIÓN DE LOSAS ALIGERADAS	Rend:		350.0000 m2/DIA	
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.0229	27.70	0.63
PEON	hh	2.000	0.0457	18.60	0.85
					1.48
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.53	0.05
ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	1.000	0.0229	8.45	0.19
					0.24
Costo Unitario por m2 :					1.73
01.01.06	DEMOLICIÓN DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15 M	Rend:		40.0000 m/DIA	

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER
PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE,
2024”**

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.2000	27.70	5.54
PEON	hh	2.000	0.4000	18.60	7.44
					12.98
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	13.40	0.40
ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	1.000	0.2000	8.45	1.69
					2.09
				Costo Unitario por m :	15.07
01.01.07	DEMOLICIÓN DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25 M			Rend:	25.0000 m/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.3200	27.70	8.86
PEON	hh	2.000	0.6400	18.60	11.90
					20.77
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.39	0.60
ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	1.000	0.3200	8.45	2.70
					3.30
				Costo Unitario por m :	24.07
01.02.01	EXCAVACIÓN DE ZANJAS PARA ZAPATAS			Rend:	4.5000 m3/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	1.7778	27.70	49.24
PEON	hh	1.000	1.7778	18.60	33.07
					82.31
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		1.0000	83.50	0.83
					0.54
				Costo Unitario por m3 :	82.85
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIAL PROPIO			Rend:	7.0000 m3/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER
PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE,
2024”**

OPERARIO	hh	1.000	1.1429	27.70	31.66
PEON	hh	1.000	1.1429	18.60	21.26
					52.91
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	1.0000	54.20		0.54
					0.54

**Costo Unitario por
m3 : 53.45**

01.02.03 REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA **Rend:** 100.0000 m2/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	0.100	0.0080	27.70	0.22
OFICIAL	hh	1.000	0.0800	21.78	1.74
PEON	hh	1.000	0.0800	18.60	1.49
					3.45
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.54	0.11
PÑANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 5.80 HP	hm	2.000	0.1600	12.71	2.03
					2.14

**Costo Unitario por
m2 : 5.60**

01.02.04 ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE +30% DE ESPONJAMIENTO **Rend:** 25.0000 m3/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	0.100	0.0320	27.70	0.89
PEON	hh	1.000	0.3200	18.60	5.95
					6.84
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	7.20	0.22
					0.22

**Costo Unitario por
m3 : 7.06**

01.02.05 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D=10 KM **Rend:** 200.0000 m3/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.0400	27.70	1.11
PEON	hh	2.000	0.0800	18.60	1.49
					2.60

Equipo

VOLQUETE DE 15 M3	hm	1.000	0.0400	387.56	15.50
PÑANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 5.80 HP	hm	1.000	0.0400	170.27	6.81
					22.31

Costo Unitario por m3 : 24.91

01.03.01

CONCRETO PREMEZCLADO F'C = 210 Kg/cm2 - ZAPATAS

Rend:

25.0000
m3/DIA

<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.3200	27.70	8.86
OFICIAL	hh	1.000	0.3200	21.78	6.97
PEON	hh	4.000	1.2800	18.60	23.81
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		2.000	0.6400	27.70	17.73
					57.37
Materiales					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6000	53.38	32.03
ARENA GRUESA	m4		0.4800	49.15	23.59
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		9.7300	25.16	244.81
AGUA	m3		0.1860	4.23	0.79
					301.21
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	84.02	2.52
MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.000	0.3200	12.87	4.12
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.000	0.1600	7.80	1.25
					7.89

Costo Unitario por m3 : 366.47

01.03.02

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - ZAPATAS

Rend:

16.0000
m2/DIA

<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.5000	27.70	13.85
PEON	hh	1.000	0.5000	18.60	9.30
					23.15
Materiales					
CLAVOS CON CABEZA 3"	kg		0.2400	7.00	1.68
ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	7.00	1.47
MADERA TORNILLO	p2		4.8300	6.40	30.91

					34.06
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.62	1.04
					1.04
					Costo Unitario por m2 : 58.25
01.03.03	ACERO CORRUGADO FY = 4200 Kg/cm2			Rend:	250.0000 kg/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.0320	27.70	0.89
OFICIAL	hh	1.000	0.0320	21.78	0.70
					1.58
Materiales					
ACERO CORRUGADO FY = 4200 Kg/cm2	kg		0.0200	4.31	0.09
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		1.0500	4.13	4.34
					4.42
Equipo					
DOBLADO RA	hm	0.330	0.0106	3.78	0.04
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.60	0.05
CIZALLA ELÉCTRICA	hm	0.330	0.0106	4.77	0.05
					0.14
					Costo Unitario por kg : 6.15
01.03.04	CONCRETO PREMEZCLADO F'C = 210 Kg/cm2 - MUROS DE CONCRETO			Rend:	30.0000 m3/DIA
<i>Descripción Insumo</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cuadrilla</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Parcial</i>
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.2667	26.35	7.03
OFICIAL	hh	1.000	0.2667	20.72	5.53
PEON	hh	2.000	0.5333	18.76	20.01
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.000	0.2667	26.35	7.03
					39.59
Materiales					
CONCRETO PREMEZCLADO C/CEMENTO TIPO I F'C = 210 kg/cm2	m3		1.0500	270.00	283.50
(Servicio) SC SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO	m3		1.0500	38.00	39.90
					323.40
Equipo					

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER
 PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE,
 2024”**

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	39.59	1.19
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	hm	1.000	0.2667	8.00	2.13
					3.54
Costo Unitario por m3 :					366.53

01.03.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - MUROS DE CONCRETO	Rend:	10.0000 m2/DIA
-----------------	---	--------------	----------------

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.8000	26.35	21.08
OFICIAL	hh	1.000	0.8000	20.72	16.58
					37.66
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	4.31	1.29
CLAVOS CON CABEZA DE 2½", 3", 4"	kg		0.3500	4.39	1.54
DESMOLDANTE P/ ENCOFRADOS (5 GAL)	und		0.0016	147.00	0.24
MADERA TORNILLO	p2		4.0400	5.80	23.43
					26.50
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	37.66	1.88
					1.88
Costo Unitario por m2 :					66.04

01.03.06	ACERO CORRUGADO FY = 4200 Kg/cm2	Rend:	250.0000 kg/DIA
-----------------	----------------------------------	--------------	-----------------

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.000	0.0320	27.70	0.89
OFICIAL	hh	1.000	0.0320	21.78	0.70
					1.58
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0200	4.31	0.09
ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	4.13	4.34
					4.43
Equipo					
DOBLADO RA	hm	0.330	0.0106	3.78	0.04

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER
PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE,
2024”**

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.60	0.05
CIZALLA ELÉCTRICA	hm	0.330	0.0106	4.77	0.05
					0.14

**Costo Unitario por
kg : 6.15**

01.04.01 EQUIPO DE PROTECCIÓN PERSONAL **Rend:** 1.0000 GLB/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales					
ROPA DE TRABAJO (CONJUNTO)	und		12.0000	84.75	1,017.00
CASCO DE SEGURIDAD	und		12.0000	43.35	520.20
GUANTES DE CUERO	und		12.0000	21.19	254.28
ZAPATOS DE SEGURIDAD PUNTA DE ACERO	und		12.0000	152.54	1,830.48
PROTECTOR DE OIDOS	und		12.0000	12.71	152.52
LENTES DE SEGURIDAD	und		12.0000	21.18	254.16
					4,028.64

**Costo Unitario por
glb : 4,028.64**

01.04.02 EQUIPO DE PROTECCIÓN COLECTIVA **Rend:** 1.0000 GLB/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales					
REDES ANTICADAS 10X5M	und		5.0000	423.72	2,118.60
ANDAMIO METALICO	und		12.0000	525.42	6,305.04
ARNES CON TRES ANILLO	und		12.0000	101.69	1,220.28
ROLLO CINTA DE SEÑALIZACION PELIGRO	und		12.0000	72.72	872.64
					10,516.56

**Costo Unitario por
glb : 10,516.56**

01.04.03 CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD **Rend:** 1.0000 GLB/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales					
ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL GLB	und		1.0000	3,000.00	3,000.00
					3,000.00

**Costo Unitario por
glb : 3,000.00**

01.04.04 EQUIPO DE PROTECCIÓN COLECTIVA **Rend:** 1.0000 GLB/DIA

Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales					

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER
PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE,
2024”**

GASA	pza	1.0000	4.24	4.24
ALCOHOL YODADO	und	1.0000	21.18	21.18
BOTIQUIN PARA LA OBRA	und	1.0000	42.37	42.37
JABON LIQUIDO ANTIBACTERIAL X 800 ML. PARA DISPENSA	USO	2.0000	50.84	101.68
medicinas para botiquin	UND	1.0000	84.74	84.74
				169.47
Costo Unitario por glb :				169.47

Anexo 08. EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO CON DIAMANTINA Y ENSAYO DE COMPRESIÓN CON PRENSA



**Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales**

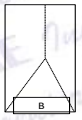
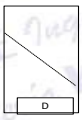
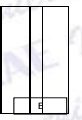
Registro Indecopi N° 028979-2021/DSD

TESIS :	<u>EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024</u>	REGISTRO N° :	<u>CC-EDSRP-RC-D1</u>
SOLICITA :	<u>BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAÍN</u>	PÁGINA N° :	<u>01 de 01</u>
UBICACIÓN :	<u>BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL</u>		
	<u>Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash</u>		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta									Ensayo de Rotura					
	Estructura Vacuada	Fecha de Muestreo	fc (Kg/cm²)	Dímetro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación Alt/Díam	Fact. Correc.	Área (mm²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg)	Lectura Corregida (Kg)	fce (Kg/cm²)	%	Tipo de Rotura
01	D - 1 VIGA 1	13/10/2024	280	74.8	148.9	2	1	4394.3	20/10/2024	7	5060	5056	115	41	B

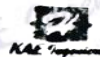
Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendedura	Cono y Corte	Corte	Columnar	Descripción
						
	A	B	C	D	E	TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas. TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base. TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina. TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferencias del tipo 1 TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.



Observaciones y/o recomendaciones:

Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.


Ing. Alfonso Herrera Lázaro
 INGENIERO CIVIL
 REG. C.O. N° 015067



Pje. Fátima - Mz. Y, Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
 Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com



**Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales**

KAE Ingeniería

Registro Indecopi N° 028979-2021/DSD

TESIS	: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024	REGISTRO N° : CC-EDSRP-RC-D2
SOLICITA	: BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN	PÁGINA N° : 01 de 01
UBICACIÓN	: BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL	
	: Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
(ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta									Ensayo de Rotura					
	Estructura Vacuada	Fecha de Muestreo	f _c (Kg/cm²)	Díametro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación Alt/Diám	Fact. Correc.	Área (mm²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg/f)	Lectura Corregida (Kg/f)	f _{oe} (Kg/cm²)	%	Tipo de Rotura
01	D - 2 COLUMNA 1	13/10/2024	280	48.8	95.6	2	1	1871.1	20/10/2024	7	4120	4121	220	79	E

Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendidura	Cono y Corte	Corte	Columnar	TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base. TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina. TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferencias del tipo 1 TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.



Observaciones y/o recomendaciones:
Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.

Víctor Alfonso Herrera Lázaro
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. N° 216067



Pje. Fátima - Mz. Y', Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com



**Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales**

Registro Indecopi N° 028979-2021/DS

TESIS	: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024	REGISTRO N° : CC-EDSRP-RC-D3
SOLICITA	: BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL	PÁGINA N° : 01 de 01
UBICACIÓN	: Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
(ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta									Ensayo de Rotura				
	Estructura Vacada	Fecha de Muestreo	f_c (Kg/cm ²)	Diametro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación An/Diam	Fact. Correc.	Área (mm ²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg)	Lectura Corregida (Kg)	f_{ce} (Kg/cm ²)	% Tipo de Rotura
01	D - 3 VIGA 2	13/10/2024	280	48.6	95.1	2	1	1858.1	20/10/2024	7	3790	3793	204	73 D

Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendedura	Cono y Corte	Corte	Columnar	Descripción
						TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base. TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina. TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferencias del tipo 1 TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.



Observaciones y/o recomendaciones:

Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.

KAE Ingeniería
Ing. **Alfonso Miraflores Lázaro**
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 216067



Pje. Fátima - Mz. Y', Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com



**Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales**

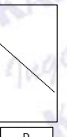
Registro Indecopi N° 028979-2021/DS

TESIS	: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024	REGISTRO N° : CC-EDSRP-RC-D4
SOLICITA	: BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL	PÁGINA N° : 01 de 01
UBICACIÓN	: Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
(ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta										Ensayo de Rotura				
	Estructura Vaciada	Fecha de Muestreo	f _c (Kg/cm²)	Díametro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación Alti/Diám	Fact. Correc.	Área (mm²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg)	Lectura Corregida (Kg)	f _{ce} (Kg/cm²)	%	Tipo de Rotura
01	D - 4 COLUMNA 2	13/10/2024	280	48.9	98.3	2	1	1878.1	20/10/2024	7	4250	4250	226	81	D

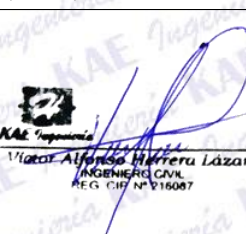
Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendedura	Cono y Corte	Corte	Columnar
					
TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base. TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina. TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferenciar del tipo 1 TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.					



Observaciones y/o recomendaciones:

Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.


Víctor Alfonso Herrera Lázaro
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. N° 16087



Pje. Fátima - Mz. Y', Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com



Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales

Registro Indecopi N° 028979-2021/DSD

TESIS :	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024	REGISTRO N° :	CC-EDSRP-RC-D5
SOLICITA :	BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL	PÁGINA N° :	01 de 01
UBICACIÓN :	Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
(ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta										Ensayo de Rotura				
	Estructura Vacuada	Fecha de Muestreo	fc (Kg/cm²)	Dímetro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación Alt/Díam	Fact. Correc.	Área (mm²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg)	Lectura Corregida (Kg)	fce (Kg/cm²)	%	Tipo de Rotura
01	D - 5 COLUMNA 3	13/10/2024	280	48.9	94.6	2	1	1877.3	20/10/2024	7	4320	4320	230	82	D

Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendedura	Cono y Corte	Corte	Columnar	Descripción
A						TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base. TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina. TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferencias del tipo 1 TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.



Observaciones y/o recomendaciones:
Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.

KAE Ingeniería
Ing. Alfonso Herrera Lázaro
INGENIERO CIVIL
REG. CH. N° 116087



Pje. Fátima - Mz. Y', Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com



Control de Calidad en Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto. Perfiles y Expedientes Técnicos
Prestación de Servicios Generales

Registro Indecopi N° 028979-2021/DSD

TESIS	: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024	REGISTRO N° : CC-EDSRP-RC-D6
SOLICITA	: BACH. ZAPATA LECLERE ALEJANDRO EFRAIN BACH. OCAÑA TAPIA ARIAN MISAEL	PÁGINA N° : 01 de 01
UBICACIÓN	: Distrito: Nvo. Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
(ASTM - C39, MTC E704, NTP-339-034)

Item	Identificación y Características de la Probeta									Ensayo de Rotura					
	Estructura Vaciada	Fecha de Muestreo	f _c (Kg/cm ²)	Dímetro promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Relación Alt/Díam	Fact. Correc.	Área (mm ²)	Fecha de Rotura	Edad (días)	Lectura (Kg)	Lectura Corregida (Kg)	f _{ce} (Kg/cm ²)	%	Tipo de Rotura
01	D - 6 VIGA 3	13/10/2024	280	48.7	95.3	2	1	1862.7	20/10/2024	7	3380	3385	182	65	E

Descripción del tipo de rotura

Tipo de Rotura	Cono	Cono y Hendidura	Cono y Corte	Corte	Columnar	TIPO A: Conos relativamente bien formados en ambas bases, menos de 25 mm de grietas entre capas
						TIPO B: Cono bien formado sobre una base, grietas verticales a través de las capas, pero no bien definido en la otra base.
	A	B	C	D	E	TIPO C: Se presenta cuando las caras de aplicación de carga del espécimen están ligeramente fuera de las tolerancias de paralelismo establecidas o por ligeras desviaciones en el centrado de la probeta respecto al eje de carga de la máquina.
						TIPO D: Fractura diagonal sin grietas en las bases. Golpear con martillos para diferencias del tipo 1
						TIPO E: Grietas verticales columnares en ambas bases. Conos no bien formados.



Observaciones y/o recomendaciones:
Las muestras de probetas fueron proporcionadas por el cliente.

KAE Ingeniería
Ing. **Alfonso Herrera Lázaro**
INGENIERO CIVIL
REG. CH. N° 16087



Pje. Fátima - Mz. Y', Lt. 1A - P.J. Miraflores Alto - Chimbote
Celular: 954444061 - 969785163; Email: kaeingenieria@gmail.com

Anexo 09. PANEL FOTOGRÁFICO

Imagen N°1:

Preparación para la extracción de núcleos de concreto con diamantina



Imagen N°2:

Extracción del primer núcleo en vigas



Imagen N°3:

Ensayo de compresión para el primer núcleo en vigas.



Imagen N°4:

Definiendo diámetros y ubicación de aceros en vigas y columnas con Bosch D-TECT 200 C





Imagen N°5:

Definiendo diámetros y ubicación de aceros en losas con Bosch D-TECT 200 C



Imagen N°6:

Extracción del segundo núcleo en columnas



Imagen N°7:

Ensayo de compresión para el segundo núcleo en columnas.



Imagen N°8:

Extracción del tercer núcleo en vigas



Imagen N°9:

Ensayo de compresión para el tercer núcleo en vigas



Imagen N°10:

Extracción del cuarto núcleo en vigas



Imagen N°11:

Ensayo de compresión para el cuarto núcleo en vigas



Imagen N°12:

Extracción del cuarto núcleo en columnas



Imagen N°13:

Ensayo de compresión para el quinto núcleo en columnas



Imagen N°14:

Extracción del sexto núcleo en vigas



Imagen N°15:

Ensayo de compresión para el sexto núcleo en vigas



Imagen N°16:

Núcleos de concreto extraídos para ser preparados para ensayo a compresión



Imagen N°17:

Ubicación geo satelital del pabellón de la Institución



Anexo 10. EVIDENCIAS NACIONALES Y PLANOS

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias. La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

"Decenio de la Igualdad de oportunidades para mujeres y hombres"

"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho"

Lima, 12 de setiembre de 2024

OFICIO N.º 14282-2024-MINEDU/SG-OACIGED

Señor
ALEJANDRO EFRAÍN ZAPATA
Presente.

Asunto : Solicitud de Acceso a la Información Pública

Referencia : MPT2024-EXT-0652570

Me dirijo a usted en atención al expediente de la referencia, a través del cual - en el marco del Texto Único Ordenado de la Ley N.º 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, aprobado por Decreto Supremo N.º 021-2019-JUS (en adelante, TUO de la Ley N.º 27806) - solicito lo siguiente:

- "SOLICITÓ PLANOS ESTRUCTURALES DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA REPÚBLICA ARGENTINA ANTES DE SU MEGA REMODELACIÓN ANTES DEL 2015, CON FINES DE TESIS PARA LA TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, CON FINES DE INVESTIGACIÓN ACADÉMICA".

Al respecto, es oportuno señalar que de acuerdo al numeral 5 del artículo 2º de la Constitución Política del Perú establece que toda persona tiene derecho a solicitar sin expresión de causa la información que requiera y a recibirla de cualquier entidad pública, en el plazo legal, con el costo que suponga el pedido, con excepción de aquellas informaciones que afectan la intimidad personal y las que expresamente se excluyan por ley o por razones de seguridad nacional.

Por su parte, el artículo 10º del TUO de la Ley N.º 27806, establece que las entidades de la Administración Pública tienen la obligación de proveer la información requerida si se refiere a la contenida en documentos escritos, fotografías, grabaciones, soporte magnético o digital, o en cualquier otro formato, siempre que haya sido creada u obtenida por ella o que se encuentre en su posesión o bajo su control.

En tal sentido, mediante MEMORANDUM N.º 00240-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL, la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario traslada el INFORME N.º 01068-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL a través del cual brinda atención a su pedido remitiendo lo solicitado de acuerdo al marco de sus competencias y disponibilidad, el cual se adjunta al presente.

Cabe mencionar que la información descrita será notificada al correo electrónico consignado como medio de entrega en su solicitud de Acceso a la Información Pública, debiendo responder con el acuse de recibo correspondiente, en atención a lo establecido en el numeral 20.4 del artículo 20 del TUO de la Ley 27444, Ley del Procedimiento Administrativo General¹.



EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-0652570

CLAVE: A44F9C

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 028-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<http://verdad.minedu.gob.pe/verdadmed/SVDD/ConsultaDocumento.aspx>



BICENTENARIO
PERÚ
2024



www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 193
San Borja, Lima 41, Perú
T: (011)615 5800



PERÚ

Ministerio
de Educación

Sin otro particular.

Atentamente,

FIRMADO DIGITALMENTE

ANA MARÍA MACO CARLO
FUNCIONARIA RESPONSABLE (e) DE ENTREGAR LA INFORMACIÓN PÚBLICA ²
MINISTERIO DE EDUCACIÓN

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias. La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



MACO CARLO Ana María
FAU 20131370666

Jefa (a) DE LA OFICINA DE
ATENCIÓN AL CIUDADANO
Y GESTIÓN DOCUMENTAL
- OACIGED MINEDU

Por encargo

20.4 (...) La notificación dirigida a la dirección de correo electrónico señalada por el administrado se entiende válidamente efectuada cuando el nivel de la entidad recibe la respuesta de recepción de la dirección electrónica "inform@oaciged.minedu.gob.pe". La información sobre el procedimiento de notificación puede consultarse en el portal de la entidad.

conforme lo previsto en el numeral 2 del artículo 25.
Resolución Ministerial N° 035-2019-MINEDU a través de la cual se designa al [Jefe](#) de la Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documental como [Encargado](#) Responsable de Entregar Información y, mediante Resolución Ministerial N° 415-2024-MINEDU, se designa a la [Jefa](#) (a) de la Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documental.



PAULLO VALDIVIA Jessica
Carnet FAU 20131370666

ESPECIALISTA LEGAL DE
ACCESO A LA
INFORMACIÓN PÚBLICA -
OACIGED MINEDU

MINISTERIO DE EDUCACIÓN 2024/09/12 10:42:25

EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-0862670

CLAVE: A44F8C

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 028-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://www.minedu.gob.pe/validador/validador.aspx>



BICENTENARIO
PERÚ
2024



www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 193
San Borja, Lima 41, Perú
T: (51) 615 5800

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias. La integridad del documento y la autoría de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firma Peru.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

"Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres"

"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho"

MEMORANDUM N.º 00240-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL

A : GISELA JANETT CRUZ SILVA
Jefa de la Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documental del
Ministerio de Educación

Asunto : Solicitud de acceso a la información pública, relacionada al pedido de planos
estructurales de la Institución Educativa República Argentina antes de su
mega remodelación antes del 2015.

Referencia : Solicitud de Acceso a la Información Pública de fecha 08 de setiembre de
2024
(Expediente N.º 652570-2024)

Fecha : Lima, 9 de setiembre de 2024

Me dirijo a usted en atención al asunto y documento de la referencia, mediante el cual el señor Alejandro Efraín Zapata Leclere, en el marco de la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, solicitó planos estructurales de la Institución Educativa República Argentina antes de su mega remodelación antes del 2015, con fines de Tesis para la Titulación de Ingeniería Civil, con fines de investigación académica.

Al respecto, la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario, hace suyo el Informe N.º 1068-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL, con el cual se informa con relación a su solicitud.

En ese contexto, agradeceré nos pudiera indicar la situación de atención a lo solicitado.

Atentamente,

REYME GUSTAVO SALAS PINO
Director
Dirección de Saneamiento
Físico Legal y Registro Inmobiliario



VISTO BUENO
MINISTERIO DE EDUCACIÓN

MALCA MURGA Jenny Del
GUSTAVO FAU 20131379999
COORDINADORA DEL
ÁREA DE REGISTRO DE
BENEFICIARIOS -
DISAFIL MINEDU
Dy: GUSTAVO
2024/09/19 10:36:24

RGSP:

Adjunto:

- Informe N.º 1068-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL
- 02 Planos



FIRMA DIGITAL
MINISTERIO DE EDUCACIÓN

SALAS PINO GUSTAVO
Gustavo FAU 20131370968
DIRECTOR-DISAFIL
MINEDU
En señal de conformidad
2024/09/19 17:47:23

EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-3862670 CLAVE: EBD2A8

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://www.minedu.gob.pe/semadmed/SIVUD/ConsultaDocumento.aspx>



BICENTENARIO
PERÚ
2024

www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 193
San Borja, Lima 41, Perú
T: (011) 615 5800



Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias.
La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

“Decenio de la Igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”

Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho²

INFORME N.º 01068-2024-MINEDU/VMGI-DIGEIE-DISAFIL

A : **REYME GUSTAVO SALAS PINO**
Director de la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario

De : **JENY DEL ROCÍO MALCA MURGA**
Coordinadora del Equipo de Registro de Bienes Inmuebles de la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario

Asunto : Solicitud de acceso a la información pública, relacionada al pedido de planos estructurales de la Institución Educativa República Argentina antes de su mega remodelación antes del 2015.

Referencia : Solicitud de Acceso a la Información Pública de fecha 06 de setiembre de 2024
(Expediente N.º 652570-2024)

Fecha : Lima, 9 de setiembre de 2024

Nos dirigimos a usted de acuerdo con el documento de la referencia, para informarle lo siguiente:

I. ANTECEDENTE:

- 1.1 Solicitud de acceso a la información pública, de fecha 06 de setiembre de 2024, presentada por el administrado Alejandro Efraín Zapata Leclere (Expediente N.º 652570-2024).

II. MARCO LEGAL:

- 2.1 Ley N.º 31318, Ley que regula el saneamiento físico legal de los bienes inmuebles del Sector Educación destinados a instituciones educativas públicas y su reglamento.
- 2.2 Reglamento de la Ley N.º 29151, Ley General del Sistema Nacional de Bienes Estatales, aprobado por el Decreto Supremo N.º 008-2021-VIVIENDA.
- 2.3 Reglamento de la Ley N.º 28044, Ley General de Educación, aprobado por el Decreto Supremo N.º 011-2012-ED, modificado por el Decreto Supremo N.º 009-2016-MINEDU.
- 2.4 Reglamento de Organización y Funciones de las Direcciones Regionales de Educación y de las Unidades de Gestión Educativa Local, aprobado por el Decreto Supremo N.º 015-2002-ED.
- 2.5 Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Educación, aprobado mediante Decreto Supremo N.º 001-2015-MINEDU (en adelante el ROF del MINEDU).
- 2.6 Decreto Supremo N.º 021-2019-JUS, Texto Único Ordenado de la Ley N.º 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública.
- 2.7 Decreto Supremo N.º 004-209-JUS, TUO de la Ley N.º 27444, Ley del Procedimiento Administrativo General.

III. ANÁLISIS:

a) Funciones de la DISAFIL



EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-0862570 CLAVE: EFD04D

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://verdad.minedu.gob.pe/verdad/6VUD> ConsultarDocumento.aspx



BICENTENARIO
PERÚ
2024



www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 193
San Borja, Lima 41, Perú
T: (011)815 5890

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias. La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

- 3.1 En el artículo 187 del ROF del MINEDU, menciona las funciones de la DISAFIL, entre ellas, las señaladas en los literales: “a) Coordinar y realizar acciones de carácter técnico con las entidades que aportan, donan y transfieren inmuebles a favor del Ministerio, c) Realizar el saneamiento físico legal de los inmuebles a favor del Ministerio de Educación (MINEDU), mediante su inscripción en los Registros Públicos; d) Administrar y mantener actualizado el registro de inmuebles del Ministerio, y f) Promover y coordinar con los Gobiernos Regionales y Locales el saneamiento físico legal de los inmuebles de su jurisdicción y el desarrollo de sus planes de saneamiento de inmuebles, entre otras.”
- b) Sobre la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública.**
- 3.2 En esos términos, el artículo 7 del Decreto Supremo N° 021-2019-JUS, Texto Único Ordenado de la Ley N° 27808, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, establece: “*Toda persona tiene derecho a solicitar y recibir información de cualquier entidad de la Administración Pública. En ningún caso se exige expresión de causa para el ejercicio de este derecho.*”
- 3.3 De la misma forma, el artículo 10 de la citada norma señala: “*Las entidades de la Administración Pública tienen la obligación de proveer la información requerida si se refiere a la contenida en documentos escritos, fotografías, grabaciones, soporte magnético o digital, o en cualquier otro formato, siempre que haya sido creada u obtenida por ella o que se encuentre en su posesión o bajo su control (...).*”
- Asimismo, para los efectos de esta Ley, se considera como información pública cualquier tipo de documentación financiada por el presupuesto público que sirva de base a una decisión de naturaleza administrativa, así como las actas de reuniones oficiales.*
- c) Normatividad que regula el saneamiento físico legal de inmuebles destinados a Instituciones Educativas públicas, de MINEDU.**
- 3.4 Al respecto, cabe señalar que los predios estatales se encuentran regulados por las normas emitidas por la SBN, siendo éstas, las normas contenidas en el Texto Único Ordenado de la Ley N° 29151, el Reglamento de la Ley N° 29151, aprobado por el Decreto Supremo N° 0008-2021-VIVIENDA, así como las Directivas que emite la SBN, las cuales son de estricto cumplimiento para las entidades que conforman el Sistema Nacional de Bienes Estatales¹ (SNBE), estando entre ellas el MINEDU, en concordancia con las competencias y autonomías atribuidas por la Constitución Política del Perú y las leyes correspondientes.
- 3.5 Por otro lado, el artículo 1 de la Ley N° 31318, establece: “La presente ley tiene por finalidad dictar disposiciones para dinamizar la facultad del Ministerio de Educación y de las direcciones regionales de educación para realizar el saneamiento físico-legal de los bienes inmuebles de propiedad del Estado asignados a dicho ministerio y de los inmuebles del sector educación adquiridos, donados, construidos, ampliados, independizados o rehabilitados por instituciones públicas o privadas.”

¹ Artículo 8 del Texto Único Ordenado de la Ley N° 29151, señala que las entidades que conforman el Sistema Nacional de Bienes Estatales, en cuanto administran o disponen de bienes estatales, son las siguientes:

“...”
b) El Gobierno Nacional integrado por el Poder Ejecutivo, incluyendo a los ministerios y organismos públicos descentralizados, el Poder Legislativo y el Poder Judicial.
“...”



EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-0862670

CLAVE: EFD84D

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://wamcd.minedu.gob.pe/validador/ConsultaDocumento.aspx>



BICENTENARIO
PERÚ
2024



www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 183
San Borja, Lima 42, Perú
T: (51) 615 5890

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias.
La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

3.6 En ese contexto, el artículo 2 de la norma antes citada señala: “Se consideran actos inscribibles todos aquellos conducentes a la regularización de la tenencia de la propiedad predial según las normas de la materia en favor del sector educación, para cubrir la demanda de inmuebles para instituciones educativas públicas.”

d) Sobre Solicitud de Acceso a la Información Pública de fecha 06 de setiembre de 2024

3.7 Mediante el citado documento, de fecha 06 de setiembre de 2024, presentado por el señor Alejandro Efraín Zapata Leclere (Expediente N° 652570-2024), quien, en el marco de la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, solicitó:

➤ Planos estructurales de la Institución Educativa República Argentina antes de su mega remodelación antes del 2015, con fines de Tesis para la Titulación de Ingeniería Civil, con fines de investigación académica.

3.8 Al respecto a fin de atender lo solicitado por el administrado, se realizó búsqueda de lo requerido en el Sistema de Gestión de Bienes Inmuebles del MINEDU (SGBI del MINEDU), así como en el legajo del predio ocupado por la IE República Argentina, verificándose lo siguiente:

➤ Se identificó que el predio ocupado por la IE. República Argentina se encuentra registrado en el SGBI del MINEDU, con el Código de Inmueble N° 0218090056, en condición de saneado. Asimismo, se constata que el predio materia de solicitud se encuentra inscrito en la Ficha Registral N° 16896 que continúa en la Partida N° 02000712 de la Oficina Registral de Chimbote, con dominio a favor del Ministerio de Educación; así también, se constata que en su respectivo legajo se cuenta con la siguiente documentación:

- ✓ Plano de Área a Independizar, de junio del año 1995.
- ✓ Plano de Lotización, de diciembre de 2010.

IV. CONCLUSIONES:

4.1 Se verifica que, en el SGBI del MINEDU se encuentra registrado el predio ocupado por la IE. República Argentina, con el Código de Inmueble N° 0218090056, en condición de saneado; así también, se encuentra inscrito en la Ficha Registral N° 16896 que continúa en la Partida N° 02000712 de la Oficina Registral de Chimbote, con dominio a favor del Ministerio de Educación.

4.1 En esta Dirección obra Plano de Área a Independizar de junio del año 1995 y Plano de Lotización de diciembre de 2010.

V. RECOMENDACION:

5.1. Se recomienda remitir el presente Informe y anexos al Despacho del Director de la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario, para que se remita el Memorándum a la Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documental del Ministerio de Educación, para las acciones y fines correspondientes.

VI. ANEXOS:

- 6.1 Plano de Área a Independizar, de junio del año 1995.
- 6.1 Plano de Lotización, de diciembre de 2010.



EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-9862570 CLAVE: EFD04D

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://verdad.minedu.gob.pe/verdad/6/V/D/ConsultaDocumento.aspx>



BICENTENARIO
PERÚ
2024



www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 183
San Borja, Lima 43, Perú
T: (511)615 5890

Documento electrónico firmado digitalmente en el marco de la Ley N° 27269, Ley de Firmas y Certificados Digitales, su Reglamento y modificatorias. La integridad del documento y la autenticidad de la(s) firma(s) pueden ser verificadas en <https://apps.firmaperu.gob.pe/web/validador.xhtml>



PERÚ

Ministerio
de Educación

Es cuanto debo informar, para conocimiento y fines que estime pertinente.

Atentamente,



MENDOZA GALLEGOS
ÁNGEL PAUL MENDOZA GALLEGOS
2013-070696
AUXILIAR
ADMINISTRATIVO - DESAFIL
MINEDU
Soy el autor del documento
2024/09/10 16:02:45

ÁNGEL PAUL HÉCTOR MENDOZA GALLEGOS
Auxiliar en Archivo
Coordinación de Registro de Bienes Inmuebles
Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro
Inmobiliario



MALCA MURGA Jeny del
ROCÍO PAUL 2013-070696
COORDINADORA DEL
ÁREA DE REGISTRO DE
BIENES INMUEBLES -
DESAFIL MINEDU
Soy el autor del documento
2024/09/09 10:30:54

Ing. JENY DEL ROCÍO MALCA MURGA
Coordinadora del Equipo de Registro de Bienes
Inmuebles de la Dirección de Saneamiento Físico
Legal y Registro Inmobiliario

Lima, 9 de setiembre de 2024

Visto el informe elaborado por los profesionales que suscriben, el Director de la Dirección de Saneamiento Físico Legal y Registro Inmobiliario, hace suyo el presente Informe, para su conocimiento y fines correspondientes.

REYME GUSTAVO SALAS PINO

Director
Dirección de Saneamiento
Físico Legal y Registro Inmobiliario

RGSP/IDM/2024



SALAS PINO GUSTAVO
REYME GUSTAVO SALAS PINO
2013-070696
DIRECTOR-DESAFIL
MINEDU
En señal de conformidad
2024/09/10 17:47:24



EXPEDIENTE: MPT2024-EXT-0862670 CLAVE: EFD34D

Esto es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado en el Ministerio de Educación, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web:

<https://verdad.minedu.gob.pe/verdadmed/8/V03/ConsultaDocumento.aspx>

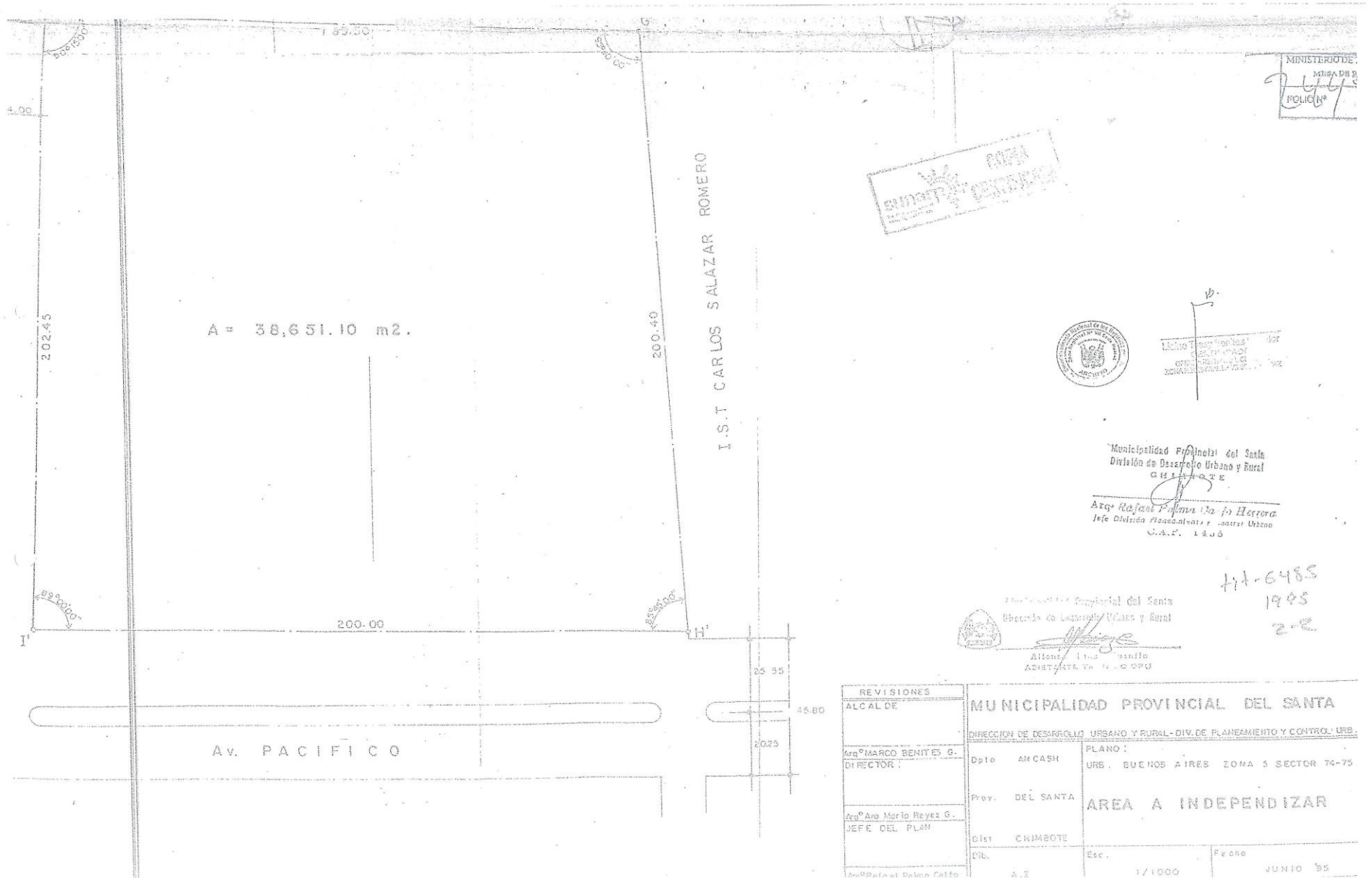


BICENTENARIO
PERÚ
2024

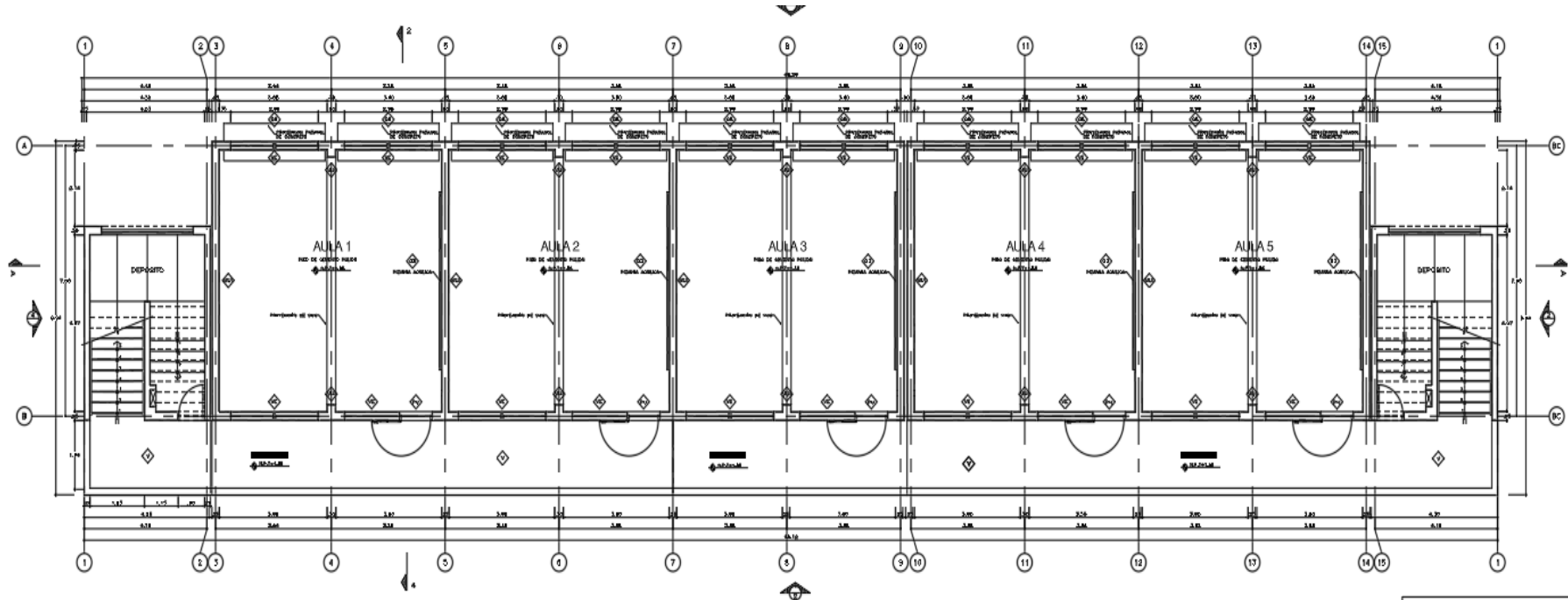


www.gob.pe/minedu

Calle Del Comercio 193
San Borja, Lima 41, Perú
T: (011) 615 5890







① PLANTA SEGUNDO NIVEL PABELLÓN EXISTENTE

**PARTIDAS EMPLEADAS EN LA
REHABILITACIÓN ARQUITECTURA**

PART	DESCRIPCION
1.1	RECONSTRUCCIÓN DE PISO DE CEMENTO PULIDO
1.2	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.3	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.4	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.5	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.6	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.7	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.8	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.9	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.10	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.11	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.12	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.13	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.14	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.15	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.16	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.17	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.18	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.19	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO
1.20	RECONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA DE CEMENTO PULIDO

DESCRIPCION	COD.	PARTIDAS
PUEBLOS METALIZADOS	1.1	1.1
VENTANAS DE ALUMINIO	1.2	1.2
CUBIERTA	1.3	1.3
CUBIERTA	1.4	1.4
CUBIERTA	1.5	1.5
CUBIERTA	1.6	1.6
CUBIERTA	1.7	1.7
CUBIERTA	1.8	1.8
CUBIERTA	1.9	1.9
CUBIERTA	1.10	1.10
CUBIERTA	1.11	1.11
CUBIERTA	1.12	1.12
CUBIERTA	1.13	1.13
CUBIERTA	1.14	1.14
CUBIERTA	1.15	1.15
CUBIERTA	1.16	1.16
CUBIERTA	1.17	1.17
CUBIERTA	1.18	1.18
CUBIERTA	1.19	1.19
CUBIERTA	1.20	1.20

UNS
NACIONAL DEL SANTA

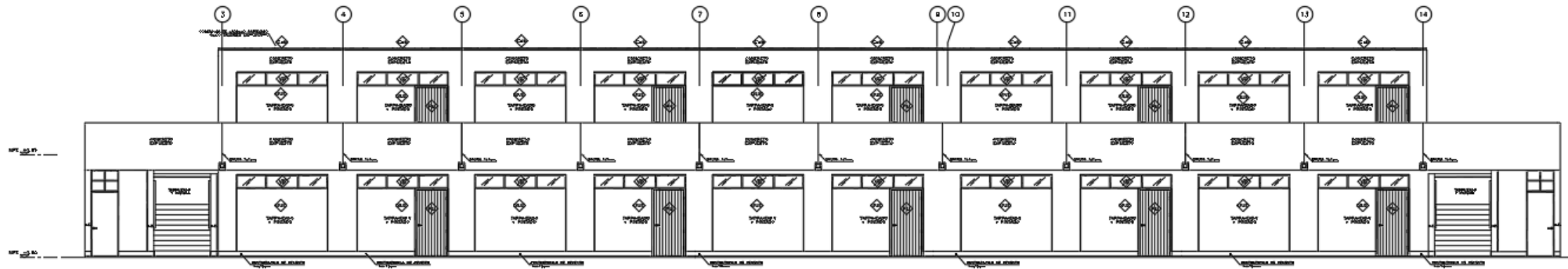
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL
ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E.
REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024

PLANO DE ARQUITECTURA DEL PABELLÓN
EXISTENTE

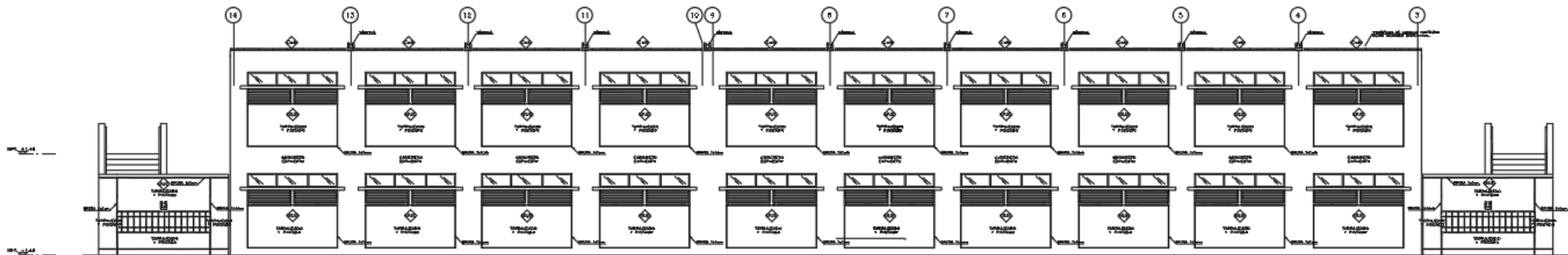
FIGURA 1.1

ENCUENTRO 2.05

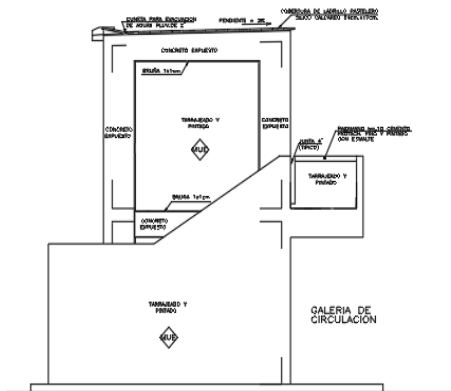
A-01



1 ELEVACIÓN 1

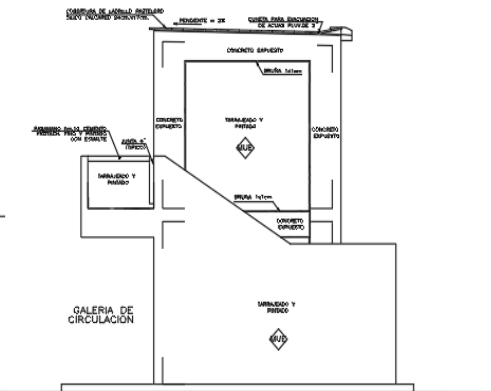


2 ELEVACIÓN 2



NPT. 13.85

NPT. 11.50



PARTIDAS EMPLEADAS EN LA
REHABILITACION ARQUITECTURA

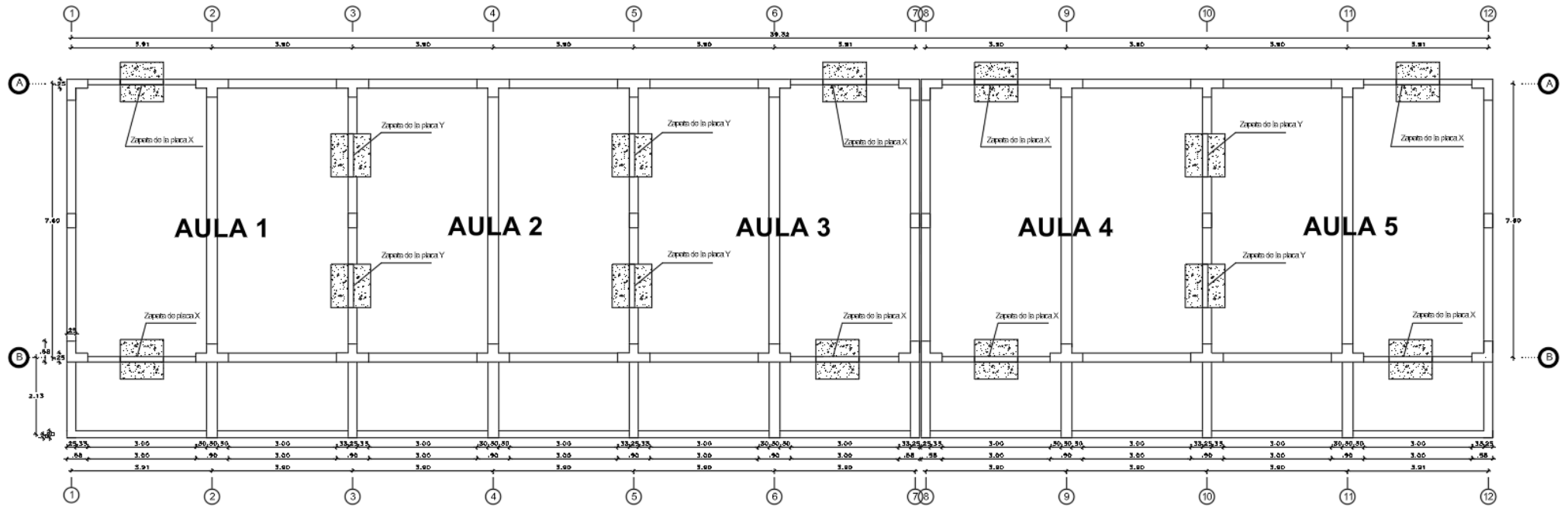
Nº	DESCRIPCION
40	RECONSTRUCCION DE PUERTA DE MADERA
41	RECONSTRUCCION DE VENTANA DE MADERA
42	RECONSTRUCCION DE PARRILLA ACERADA
43	PUERTO DE VIENTO PARA CUBIERTA DE VENTANA Y/O PUERTA
44	CONSTRUCCION DE PARRILLA DE CEMENTO
45	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
46	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
47	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
48	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
49	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
50	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
51	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
52	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
53	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
54	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
55	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
56	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
57	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
58	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
59	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA
60	RECONSTRUCCION Y DEMARCACION DE MARCHA Y/O COLUMNA

DESCRIPCION	COD.	PARTIDAS
PUERTAS METALICAS	40	40, 41, 42
VENTANAS DE ALUMINIO	43	43, 44, 45
COBERTURA	46	46, 47
CIELO RASO	48	48, 49
MUROS CARA INTERIOR (contrateado paramento)	50	50, 51, 52, 53
MUROS CARA EXTERIOR	54	54, 55, 56, 57
VEREDAS CONCRETO	58	58, 59

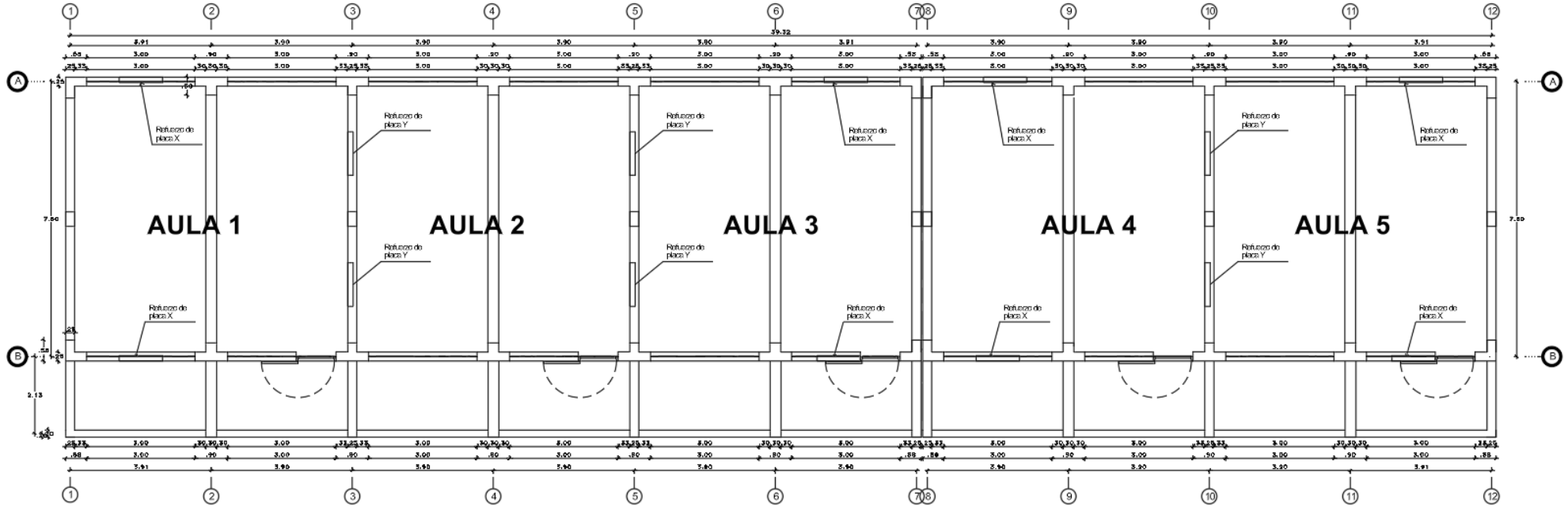
 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA		PLANO Nº A-02	
PROYECTO DE TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024"			
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA DEL PABELLÓN EXISTENTE			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	DICIEMBRE 2025

3 ELEVACIÓN 3
ESCALA: 1/75

4 ELEVACIÓN 4
ESCALA: 1/75



 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA		PLANO N° E-01	
PROYECTO DE TESIS: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024”			
PLANO: REFORTZAMIENTO DE ESTRUCTURAS ZAPATAS PARA MUROS DE CONCRETO			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	DICIEMBRE 2025



 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA		PLANO N°
PROYECTO DE TESIS: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO UTILIZANDO EL ANÁLISIS PUSHOVER PARA UN PABELLÓN DE LA I.E.E. REPÚBLICA ARGENTINA EN NUEVO CHIMBOTE, 2024”		E-02
PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON MUROS DE CONCRETO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: DICIEMBRE 2025	