



Colpa Matara, 10 de octubre del 2024.

C.O. N° 35-2024-UI-EPIC

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El que suscribe, Jefe de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de Chota, hace constar que el Informe Final de Tesis titulado: **“EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO-DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023”**, elaborado por los bachilleres en ingeniería civil: **ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ y RENÉ LEIVA SALDAÑA**, para optar el Título Profesional de ingeniero civil, presenta un índice de similitud de 11% excluyendo texto citado, bibliografía y fuentes que tengan coincidencias de menos de 10 palabras; por lo tanto, cumple con los criterios de evaluación de originalidad establecidos en el acápite g) del artículo 20 del Reglamento de Grados y Títulos UNACH, aprobado mediante la Resolución C.O. N° 120-2022-UNACH con fecha de 03 de marzo de 2022.

Se expide la presente, en conformidad a la directiva antes mencionada, para los fines que estime pertinentes.

Miguel Ángel SILVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL

Ing. Miguel Ángel Silva Tarrillo
Jefe de la unidad de investigación
FCI-UNACH

Elmer Zavaleta

EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO-DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS FINITOS APLICADOS ...

 INFORME FINAL DE TESIS ESTUDIANTES

 UNIDAD DE INVESTIGACION FIC

 Universidad Nacional Autonoma de Chota

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3033880799

Fecha de entrega

7 oct 2024, 9:45 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

29 oct 2024, 12:06 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

INFORME_FINAL_DE_TESIS_Elmer_Rene_03.10.24.docx

Tamaño de archivo

30.1 MB

273 Páginas

56,366 Palabras

296,784 Caracteres




11% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto mencionado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 10%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 6%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Fuentes principales

- 10% Fuentes de Internet
- 1% Publicaciones
- 6% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Autonoma de Chota	2%
2	Internet	hdl.handle.net	2%
3	Internet	repositorio.unach.edu.pe	1%
4	Internet	repositorio.ucv.edu.pe	1%
5	Internet	www.frontiersin.org	1%
6	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo	0%
7	Internet	repositorio.uns.edu.pe	0%
8	Internet	www.repositorio.unach.edu.pe	0%
9	Internet	repositorio.uancv.edu.pe	0%
10	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Santa María	0%
11	Internet	journal.espe.edu.ec	0%

12	Internet	tesis.pucp.edu.pe	0%
13	Internet	repositorio.ug.edu.ec	0%
14	Internet	www.slideshare.net	0%
15	Trabajos del estudiante	Aliat Universidades	0%
16	Internet	repositorio.unj.edu.pe	0%
17	Internet	biblioteca2.ucab.edu.ve	0%
18	Internet	repositorio.urp.edu.pe	0%
19	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de Trujillo	0%
20	Internet	www.scielo.cl	0%
21	Internet	idoc.pub	0%
22	Internet	www.udep.edu.pe	0%
23	Internet	bdigital.unal.edu.co	0%
24	Trabajos del estudiante	unj	0%
25	Internet	upc.aws.openrepository.com	0%

26	Internet	1library.co	0%
27	Internet	dokumen.tips	0%
28	Trabajos del estudiante	Universidad de Málaga - Tii	0%
29	Internet	repositorio.upao.edu.pe	0%
30	Trabajos del estudiante	Universidad Ricardo Palma	0%
31	Internet	repositorio.upla.edu.pe	0%
32	Trabajos del estudiante	Universidad TecMilenio	0%
33	Internet	bibdigital.epn.edu.ec	0%
34	Publicación	Quiroz Rojas, Edward Alberto. "Vulnerabilidad sismica de una edificacion escolar t...	0%
35	Internet	repositorioacademico.upc.edu.pe	0%
36	Trabajos del estudiante	uncedu	0%
37	Internet	dspace.ucuenca.edu.ec	0%
38	Internet	repositorio.unc.edu.pe	0%
39	Trabajos del estudiante	October University for Modern Sciences and Arts (MSA)	0%

40	Trabajos del estudiante	Universidad Catolica De Cuenca	0%
41	Trabajos del estudiante	Universidad Continental	0%
42	Trabajos del estudiante	Universidad de San Buenaventura	0%
43	Internet	dspace.unitru.edu.pe	0%
44	Internet	oa.upm.es	0%
45	Internet	upcommons.upc.edu	0%
46	Publicación	Huallpa Mollinedo, Marco Antonio. "Evaluacion de la sensibilidad del comportami...	0%
47	Internet	repositorio.unsa.edu.pe	0%
48	Internet	repositorio.unsch.edu.pe	0%
49	Internet	www.coursehero.com	0%
50	Internet	repositorio.uprit.edu.pe	0%
51	Internet	tesis.ucsm.edu.pe	0%
52	Publicación	Alvarez Ruffran, Jorge Enrique. "Analisis aplicativo del metodo de los elementos fi...	0%
53	Trabajos del estudiante	Universidad de Deusto	0%

54	Internet	tesis.usat.edu.pe	0%
55	Internet	www.dspace.espol.edu.ec	0%
56	Internet	www.powershow.com	0%
57	Internet	www.scipedia.com	0%
58	Internet	renati.sunedu.gob.pe	0%
59	Trabajos del estudiante	Universidad Andina del Cusco	0%
60	Internet	docplayer.es	0%
61	Publicación	Martha Lilia Parra Domínguez, Isías Iván Briceño Rodríguez. "Aspectos éticos en I..."	0%
62	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional del Chimborazo	0%
63	Trabajos del estudiante	Universidad Privada del Norte	0%
64	Internet	repositorio.undac.edu.pe	0%
65	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnológica del Peru	0%
66	Internet	dspace.ueb.edu.ec	0%
67	Internet	qdoc.tips	0%

68	Internet	repositorio.upt.edu.pe	0%
69	Internet	xdocs.net	0%
70	Trabajos del estudiante	Universidad Carlos III de Madrid	0%
71	Trabajos del estudiante	Universidad San Ignacio de Loyola	0%
72	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnica De Ambato- Direccion de Investigacion y Desarrollo , DIDE	0%
73	Internet	repository.eafit.edu.co	0%
74	Trabajos del estudiante	UNIBA	0%
75	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	0%
76	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnologica de los Andes	0%
77	Internet	pdfcoffee.com	0%
78	Internet	pdffox.com	0%
79	Internet	pirhua.udep.edu.pe	0%
80	Internet	portal.regioncajamarca.gob.pe	0%
81	Internet	www.fesnica.org.ni	0%

82	Internet	www3.cricyt.edu.ar	0%
83	Trabajos del estudiante	Escuela Politecnica Nacional	0%
84	Trabajos del estudiante	Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez	0%
85	Trabajos del estudiante	Universidad Católica San Pablo	0%
86	Trabajos del estudiante	Universidad Privada Antenor Orrego	0%
87	Internet	issuu.com	0%
88	Internet	zaloamati.azc.uam.mx:8080	0%
89	Publicación	Aguero Ramon-Llin, Antonio. "Practical advanced analysis for steel structures", Pr...	0%
90	Publicación	Anccasi Huayra, Ruben. "Propuesta de un metodo para el diseno de edificios con ...	0%
91	Publicación	Harrison de la Rosa Ramírez. "Desarrollo de formulaciones de ácido poliláctico (P...	0%
92	Publicación	Nini Tatiana Suárez B, Julio César Escobar Restrepo, Federico Latorre Correa, June...	0%
93	Publicación	Patricia Batista Grau. "Desarrollo de nanoestructuras de ZnO mediante anodizad...	0%
94	Trabajos del estudiante	Universidad Internacional SEK	0%
95	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional del Santa	0%

96	Trabajos del estudiante	Universidad Politécnica del Perú	0%
97	Publicación	Vicente Eduardo Capa Guachón. "Estudio experimental y numérico del comporta...	0%
98	Internet	bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083	0%
99	Internet	ejuven.blogalia.com	0%
100	Internet	es.scribd.com	0%
101	Internet	es.wikihow.com	0%
102	Internet	moam.info	0%
103	Internet	oreluniver.ru	0%
104	Internet	repositorio.ujcm.edu.pe	0%
105	Internet	repositorio.unal.edu.co	0%
106	Internet	repositorio.unap.edu.pe	0%
107	Internet	repositorio.unfv.edu.pe	0%
108	Internet	repositorio.unsaac.edu.pe	0%
109	Internet	repositorio.uss.edu.pe	0%

110	Internet	repository.unipiloto.edu.co	0%
111	Internet	s381e6f7ff84854f8.jimcontent.com	0%
112	Internet	tesis.ipn.mx	0%
113	Internet	www.3fases.com	0%
114	Internet	www.measureevaluation.org	0%
115	Internet	www.raipintores.com	0%

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
CHOTA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO-DINÁMICO
LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS FINITOS APLICADOS
A DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN
PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Presentado por:

ELMER ANTONIO ZA VALETA VÁSQUEZ

RENÉ LEIVA SALDAÑA

Asesor: Dr. Ing. ELMER NATIVIDAD CHÁVEZ VÁSQUEZ

Chota – Perú

2024

**Eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, no
lineal y de elementos finitos aplicados a determinar puntos de
colapso, colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota, 2023**

POR:

ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ

RENÉ LEIVA SALDAÑA

**Presentada a la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la
Universidad Nacional Autónoma de Chota para optar el título
de
INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR




Mg. Ing. Miguel Ángel Silva Tarrillo

PRESIDENTE



Dr. Ing. Claudia Emilia Benavidez Núñez

SECRETARIO



Dr. Ing. Juan González García

VOCAL



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Ley de Creación N° 29531

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 160-2018-SUNEDU/CD

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Los miembros del jurado de tesis que suscriben, reunidos en la sala de docentes de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería del Campus Universitario - Colpamatara, para escuchar y evaluar la sustentación de tesis presentado por los Bachilleres: **Elmer Antonio Zavaleta Vásquez** y **René Leiva Saldaña**, denominado: **“EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO- DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023”**; escuchada la sustentación, las respuestas a las preguntas y observaciones formuladas, la declaramos:

Aprobado con mención honrosa

CON EL CALIFICATIVO (*)

16 (Deciseis).

En consecuencia, se le declara **EXPEDITO** para conferirle el Título de Ingeniero civil, elevando la presente acta al coordinador de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería a fin de que se emita el acto resolutivo, en conformidad con la ley universitaria y el estatuto de la Universidad.

Chota, 12 de noviembre del 2024

Mg. Miguel Ángel Silva Tarrillo
PRESIDENTE

Dra. Claudia Emilia Benavidez Núñez
SECRETARIO

Dr. Juan Esteban Gonzales García
VOCAL

Dr. Elmer Natividad Chávez Vásquez
Asesor

(*) De acuerdo al reglamento específico del proyecto y tesis de investigación de la EPIC, aprobada con Resolución de coordinación N° 141-2020, Artículo 21, cuya calificación es: (20 Summa Cum Laude); (18-19: Aprobado con excelencia); (15-17: Aprobado con mención honrosa); (12-14: Aprobado); (0-11: Desaprobado).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Ley de Creación N° 29531

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 160-2018-SUNEDU/CD

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL





ACTA DE CONFORMIDAD DE TESIS


Los miembros del jurado, luego de evaluar la Tesis denominada: “EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO- DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS FINITOS APLICADOS A DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023”; presentado por los Bachilleres: **Elmer Antonio Zavaleta Vásquez** y **René Leiva Saldaña**, sustentada el día 12 de noviembre del 2024, por Resolución de Coordinación N°307- 2024-FCI/UNACH, la declaramos **CONFORME**.

Chota, 14 de noviembre del 2024


Mg. Miguel Ángel Silva Tarrillo
PRESIDENTE


Dra. Claudia Emilia Benavidez Núñez
SECRETARIO


Dr. Juan Esteban Gonzales García
VOCAL


Dr. Elmer Natividad Chávez Vásquez
Asesor

DEDICATORIA

Para mi amada esposa e hijos,

En cada paso de este largo trayecto, ustedes han sido mi mayor apoyo, mi fuente de inspiración y mi razón de ser. Sin su amor incondicional y su constante apoyo, no habría sido posible obtener los resultados que hoy presento en esta tesis.

A ti, mi esposa, has sido mi compañera de vida y mi confidente en cada dificultad que se ha presentado en el camino. Tu paciencia y comprensión han sido fundamentales para que pudiera dedicar largas horas de estudio e investigación, y siempre has estado ahí para apoyarme en cada instante. Gracias por creer en mí y por ser mi mayor motivación.

A mis hijos, ustedes son mi mayor orgullo. Han sido testigos de las infinitas noches en vela y de los sacrificios que hemos tenido que hacer para que hoy pueda celebrar este logro. Espero que esta tesis les inspire a seguir sus propios sueños y a nunca rendirse ante las adversidades.

Elmer Zavaleta

A mis queridos padres,

Les dedico este logro con gratitud y admiración por todo lo que han hecho por mí.

Desde mi más tierna infancia, ustedes me inculcaron valores como la disciplina, el esfuerzo y la perseverancia, virtudes que hoy me han permitido llegar hasta aquí.

Gracias por su constante apoyo y por ser mis guías en cada paso del camino. Este logro es también suyo.

A todos los profesores y compañeros de estudio que me han acompañado en este viaje, mi más sincero agradecimiento por su apoyo y por compartir su valioso conocimiento conmigo. Han sido fundamentales en mi formación académica y profesional.

Rene Leiva

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, queremos elevar nuestras palabras de gratitud a Dios, quien ha sido nuestra guía y fortaleza durante todo este proceso de investigación y crecimiento académico. Sin Su divina providencia y guía, nada de esto habría sido posible.

Al Dr. Ing. José Luis Silva Tarrillo y Dr. Ing. Elmer Natividad Chávez Vásquez, nuestros asesores y mentores, les agradecemos de manera especial por su valiosa orientación, paciencia y apoyo incondicional a lo largo de este estudio. Su vasto conocimiento y dedicación han sido fundamentales para nuestro crecimiento como profesionales en el campo del análisis sísmico.

También queremos expresar nuestra gratitud al director de la I.E. “Juan Pablo II” de Sarabamba por brindarnos la oportunidad de realizar esta investigación en este prestigioso colegio. Agradecemos su confianza en nosotros y su apoyo constante.

Finalmente, no podemos dejar de agradecer a nuestras familias por su amor, apoyo y comprensión incondicional. Gracias a nuestros padres, hermanos, esposas, hijos y demás seres queridos por su paciencia, aliento constante y por ser nuestra fuerza en los momentos de dificultad. Vuestra presencia y amor han sido el motor que nos ha impulsado a perseverar y alcanzar nuestros objetivos.

Sin todas estas personas, este logro no habría sido posible. Nos sentimos bendecidos y agradecidos por contar con su inmenso apoyo en este camino hacia la eficiencia del análisis sísmico. Nuestro más sentido reconocimiento y gratitud a cada uno de ustedes.

¡Mil gracias!

ÍNDICE DE CONTENIDOS

GLOSARIO	xxi
RESUMEN	xxiii
ABSTRACT	xxiv
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	25
1.1. Planteamiento del problema	25
1.2. Formulación del problema	29
1.3. Justificación	30
1.3.1. Justificación científica	30
1.3.2. Justificación técnica – practica	31
1.4. Delimitación de la investigación	32
1.5. Limitaciones	33
1.6. Objetivos	34
1.6.1. Objetivo general.....	34
1.6.2. Objetivos específicos	34
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	36
2.1. Antecedentes	36
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	36
2.1.2. Antecedentes nacionales	39
2.1.3. Antecedentes regionales	40
2.2. Bases teórico – científicas	43
2.2.1. Fundamentos de mecánica de materiales para el análisis sismorresistente: Estructuras de concreto armado y Estructuras de albañilería confinada	43
2.2.2. Fundamentos del análisis sismorresistente de estructuras: teorías y perspectivas..	47
2.2.3. Eficiencia del análisis sismorresistente para identificar rótulas plásticas a través de diferentes enfoques y técnicas	56
2.2.4. Análisis de colapso progresivo de una edificación por un evento sísmico.....	60

2.3. Marco conceptual	62
2.3.1. Análisis sísmico	62
2.3.2. Parámetros sísmicos según la norma E.030	63
2.3.3. Análisis de resistencia de los elementos estructurales	65
2.3.4. Análisis de metrado de cargas	67
2.3.5. Análisis estático – dinámico lineal de acuerdo a la norma E.030:2018	68
2.3.6. Análisis estático no lineal por desempeño (Pushover)	71
2.3.7. Análisis sísmico por el Método De Elementos Finitos (MEF)	77
2.3.8. Colapso de una edificación por un evento sísmico	80
2.3.9. Tipo de fallas post sismo en una edificación	81
2.3.10. Rótulas plásticas	84
2.3.11. Simulación de colapso de una estructura	85
2.3.12. Puntos de colapso en edificaciones durante eventos sísmicos	87
2.4. Hipótesis	89
2.5. Operacionalización de variables	89
2.5.1. Variable independiente: Análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal o de elementos finitos aplicados	89
2.5.2. Variable dependiente: Puntos de colapso	90
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	92
3.1. Tipo y nivel de investigación	92
3.2. Diseño de investigación	93
3.3. Métodos de investigación	95
3.4. Población, muestra y muestreo	96
3.4.1. Población	96
3.4.2. Muestreo	97
3.4.3. Muestra	98
3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	100
3.5.1. Técnicas	100
3.5.2. Instrumentos	101
3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos	103
3.6.1. Proceso de obtención de los datos	103

3.6.2. Procesamiento de datos.....	145
3.6.3. Análisis de datos	145
3.7. Aspectos éticos	146
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	148
4.1. Descripción de resultados.....	148
4.1.1. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método estático-dinámico de la norma E.030 (MCVS, 2018).....	148
4.1.2. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método estático no lineal (Pushover) de la norma ATC-40 (1996).....	171
4.1.3. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método de elementos finitos aplicado previo al análisis lineal y no lineal.....	199
4.1.4. Comparación del comportamiento sismorresistente del colegio por diferentes métodos de análisis sísmico.....	230
4.1.5. Comparación de los puntos de colapso frente a eventos sísmicos del colegio por diferentes métodos.....	245
4.1.6. Capacidades y limitaciones de los métodos de análisis sísmico: Análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y análisis de elementos finitos aplicados.....	260
4.2. Discusión de resultados.....	267
4.3. Contrastación de hipótesis.....	273
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	279
5.1. Conclusiones	279
5.2. Recomendaciones y/o sugerencias	281
CAPÍTULO VI. REFERENCIAS	283
CAPÍTULO VII. ANEXOS	296
Anexo A. Matriz de consistencia.....	296
Anexo B. Ficha de la Institución Educativa Secundaria Juan Pablo II	297
Anexo C. Panel fotográfico	298
Anexo D. Resultado de ensayos	310
Anexo D.1. Resultado de ensayos de mecánica de suelos.....	311
Anexo D.2. Resultado de ensayos de esclerometría.....	320

Anexo E. Determinación del puntal diagonal equivalente para el análisis sísmico no lineal en muros de albañilería.....	330
Anexo F. Análisis estático	345
Anexo G. Planos	358

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Valores Típicos para los Distintos Tipos de Perfiles de Suelo.....	64
Tabla 2	Categoría de las Edificaciones y Factor “u”	64
Tabla 3	Sistemas Estructurales.....	65
Tabla 4	Cargas Vivas Mínimas Repartidas	68
Tabla 5	Carga Viva del Techo.....	68
Tabla 6	Límites para la Distorsión del Entrepiso	71
Tabla 7	Niveles de Amenaza Sísmica	72
Tabla 8	Límites de Deriva, ATC-40.....	76
Tabla 9	Tipos de elementos Utilizados en el MEF.....	77
Tabla 10	Niveles de Protección de Edificios Nuevos y Existentes	84
Tabla 11	Matriz de Operacionalización de Variables	91
Tabla 12	Tipos de Investigación	93
Tabla 13	Fuentes, técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	102
Tabla 14	Propiedades Físicas y Mecánicas del Suelo de Cimentación del Colegio.....	110
Tabla 15	Resistencia a la Compresión del Concreto de Acuerdo al Ensayo de Esclerometría	115
Tabla 16	Consideraciones e Hipótesis para el Análisis Sísmico	122
Tabla 17	Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 1.....	123
Tabla 18	Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas, Módulo N° 1.....	124
Tabla 19	Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 2.....	124
Tabla 20	Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas del Módulo N° 2.....	124
Tabla 21	Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 3.....	125
Tabla 22	Metrado para la Asignación de Cargas de Techo del Módulo N° 3.....	125
Tabla 23	Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas del Módulo N° 3.....	126
Tabla 24	Metrado de Elementos Shell/Área de la Escalera	126
Tabla 25	Metrado para Cargas Distribuidas en Vigas de la Escalera.....	126
Tabla 26	Propiedades de los Materiales de Acuerdo al E.T.....	128
Tabla 27	Reducción de Rigideces ATC-40 & FEMA 440 (Método del Espectro de Capacidad)	140
Tabla 28	Representación de la Demanda Sísmica.....	144
Tabla 29	Eficiencia del Modelo: Probabilidad de Colapso de Acuerdo al Número de Puntos de Falla.....	146
Tabla 30	Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 1.....	150
Tabla 31	Periodos y Masa Participativa por Modo del Módulo N° 1	151
Tabla 32	Derivas Relativas del Módulo N° 1.....	153

Tabla 33	Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 2.....	155
Tabla 34	Modos del Módulo N° 2.....	156
Tabla 35	Derivas Relativas del Módulo N° 2.....	157
Tabla 36	Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 3.....	159
Tabla 37	Modos del Módulo N° 3.....	162
Tabla 38	Derivas Relativas del Módulo N° 3.....	163
Tabla 39	Cortante Estática y Dinámica en la Base de la Escalera	165
Tabla 40	Modos de la Escalera.....	168
Tabla 41	Derivas Relativas de la Escalera	170
Tabla 42	Curva de Capacidad del Módulo N° 1	172
Tabla 43	Punto de Desempeño para el Módulo N° 1, en X e Y.....	174
Tabla 44	Curva de Capacidad del Módulo N° 2	179
Tabla 45	Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, en X e Y.....	181
Tabla 46	Curva de Capacidad del Módulo N° 3	186
Tabla 47	Punto de Desempeño del Módulo N° 3, en X e Y.....	188
Tabla 48	Curva de Capacidad de la Escalera del Colegio.....	193
Tabla 49	Punto de Desempeño para la Escalera del Colegio, en X e Y.....	195
Tabla 50	Cortante en la Base del Módulo N° 1.....	200
Tabla 51	Periodos de cada Modo del Módulo N° 1	201
Tabla 52	Derivas Relativas del Módulo N° 1.....	202
Tabla 53	Cortante en la Base del Módulo N° 2.....	203
Tabla 54	Modos del Módulo N° 2.....	204
Tabla 55	Derivas Relativas del Módulo N° 2.....	205
Tabla 56	Cortante en la Base del Módulo N° 3.....	206
Tabla 57	Modos del Módulo N° 3.....	207
Tabla 58	Derivas Relativas del Módulo N° 3.....	208
Tabla 59	Cortante en la Base de la Escalera.....	209
Tabla 60	Periodos de cada Modo de la Escalera	210
Tabla 61	Derivas Relativas de la Escalera	213
Tabla 62	Curva de Capacidad del Módulo N° 1	214
Tabla 63	Punto de Desempeño del Módulo N° 1, en X e Y.....	215
Tabla 64	Curva de Capacidad del Módulo N° 2	218
Tabla 65	Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, en X e Y.....	219
Tabla 66	Curva de Capacidad del Módulo N° 3	222
Tabla 67	Punto de Desempeño para el Módulo N° 3, en X e Y.....	223
Tabla 68	Curva de Capacidad de la Escalera del Colegio.....	226
Tabla 69	Punto de Desempeño para la Escalera del Colegio, en X e Y.....	227

Tabla 70 Cortante en la Base del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	234
Tabla 71 Desplazamientos del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	234
Tabla 72 Derivas del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	234
Tabla 73 Curva de Capacidad del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	235
Tabla 74 Punto de Desempeño para el Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	235
Tabla 75 Objetivos de Desempeño del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	235
Tabla 76 Cortante en la Base del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	237
Tabla 77 Desplazamientos del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	237
Tabla 78 Derivas del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos.....	237
Tabla 79 Curva de Capacidad del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	238
Tabla 80 Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	238
Tabla 81 Objetivos de Desempeño del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	238
Tabla 82 Cortante en la Base del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	240
Tabla 83 Desplazamientos del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	240
Tabla 84 Derivas del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos.....	240
Tabla 85 Curva de Capacidad del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	241
Tabla 86 Punto de Desempeño para el Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	241
Tabla 87 Objetivos de Desempeño del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	241
Tabla 88 Cortante en la Base de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales.....	243
Tabla 89 Desplazamientos en la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos.....	243

Tabla 90	Derivas de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos	243
Tabla 91	Curva de Capacidad de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos	244
Tabla 92	Punto de Desempeño para la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos	244
Tabla 93	Verificación de los Objetivos de Desempeño de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos.....	244
Tabla 94	Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 1.....	247
Tabla 95	Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 2.....	247
Tabla 96	Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 3.....	248
Tabla 97	Ubicación de los Puntos de Colapso en la Escalera	248
Tabla 98	Número de Puntos de Colapso en X, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba	249
Tabla 99	Número de Puntos de Colapso en Y, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba	249
Tabla 100	Probabilidad de Falla en X, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba	250
Tabla 101	Probabilidad de Falla en Y, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba	250
Tabla 102	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 1, en X.....	251
Tabla 103	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 1, en Y	251
Tabla 104	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 2, en X.....	252
Tabla 105	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 2, en Y	253
Tabla 106	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 3, en X.....	253
Tabla 107	Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 3, en Y	254
Tabla 108	Número de Puntos de Colapso en la Escalera, en X.....	254
Tabla 109	Número de Puntos de Colapso en la Escalera, en Y.....	255
Tabla 110	Funcionamiento y Resultados del Análisis Sísmico Lineal y No Lineal Sin y Con Elementos Finitos Aplicados.....	263
Tabla 111	Comparación del Análisis Sísmico Estático – Dinámico Lineal con el Análisis Sísmico Estático No Lineal (Pushover)	264
Tabla 112	Comparación del Análisis Sísmico sin Elementos Finitos Aplicados y el Análisis Sísmico con Elementos Finitos Aplicados	265
Tabla 113	Ventajas y Desventajas del Análisis Sísmico Lineal y No Lineal Sin y Con Elementos Finitos Aplicados	266
Tabla 114	Datos del Análisis Estático-Dinámico Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis.....	274
Tabla 115	Análisis ANOVA de las Derivas Obtenidas con el Análisis Estático-Dinámico Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis	275
Tabla 116	Análisis t-Student de las Derivas del Análisis Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis.....	275
Tabla 117	Datos del Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis.....	276

Tabla 118 Análisis ANOVA de la Cortante Basal Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis	277
Tabla 119 Análisis ANOVA de los Desplazamientos Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis	277
Tabla 120 Análisis t-Student de la Cortante Basal y Desplazamientos Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis	278

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Colegio Juan Pablo II de Sarabamba y Vista de Algunas Grietas y Fisuras en sus Componentes Estructurales	29
Figura 2 Diagrama Esquemático que Muestra las Curvas Típicas de Tensión – Deformación	45
Figura 3 Falla por Tensión Diagonal (a y b) y Modelo Matemático General con Mampostería Incorporada	47
Figura 4 Zonas Sísmicas en el País	63
Figura 5 Muro de Albañilería y su Enfoque de Modelado de la Resistencia	66
Figura 6 Edificio con Elementos Estructurales de Concreto Armado.....	66
Figura 7 Objetivos de Desempeño según ATC-40.....	73
Figura 8 Representación del Espectro de Respuesta	74
Figura 9 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.....	75
Figura 10 Diagrama del Punto de Desempeño.....	76
Figura 11 Procederes de un Elemento de Área de Acuerdo a las Cargas	78
Figura 12 Malla de Elementos Finitos en Estructuras Bidimensionales	79
Figura 13 Fallas en Elementos de Concreto Armado.....	82
Figura 14 Fallas en Muros de Albañilería Confinada	83
Figura 15 Diseño de Investigación: Descriptivo Causal Simple	94
Figura 16 Ubicación de la I.E.S. Juan Pablo II de Sarabamba.....	96
Figura 17 Vista 3D de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba.....	97
Figura 18 Vista General de la I.E.S. Juan Pablo II.....	98
Figura 19. Plano en Planta de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba	99
Figura 20 Vista en Elevación Frontal del Módulo N° 1	104
Figura 21 Vista en Elevación Frontal del Módulo N° 2.....	104
Figura 22 Vista del Detalle de las Columnas del Módulo N° 1 y N° 2.....	105
Figura 23 Vista del Detalle de las Vigas del Módulo N° 1 y N° 2.....	105
Figura 24 Vista en Planta del Módulo N° 3 (Módulo Existente) de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba.....	106
Figura 25 Vista del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba.....	106
Figura 26 Vista del Módulo Preexistente y Registro de Dimensiones.....	107
Figura 27 Excavación de Calicata.....	111
Figura 28 Copa Casagrande para el Estudio de Suelos	113
Figura 29 Esclerometría en Columnas de los Módulos del Colegio	117
Figura 30 Esclerometría en Vigas de los Módulos del Colegio	118
Figura 31 Vista 3D del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba.....	119

Figura 32	Vista 3D del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba.....	120
Figura 33	Vista 3D del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba.....	120
Figura 34	Vista 3D de la Escalera del Colegio Juan Pablo II Sarabamba.....	121
Figura 35	Espectro Sísmico según Norma E.030:2018.....	122
Figura 36	Detalle de las Columnas del Módulo N° 1 y N° 2	128
Figura 37	Detalle de las Vigas del Módulo N° 1 y N° 2.....	129
Figura 38	Vista de Elementos del Módulo N° 3	129
Figura 39	Vista de Elementos de la Escalera	129
Figura 40	Definición de Dimensiones de las Losas Aligeradas de 0.20 m	130
Figura 41	Definición de Dimensiones de los Muros de Albañilería	130
Figura 42	Vista del Modelo del Módulo N° 1 en Planta.....	131
Figura 43	Vista del Modelo del Módulo N° 2 en Planta.....	131
Figura 44	Vista del Modelo del Módulo N° 3 en Planta.....	131
Figura 45	Vista del Modelo de la Escalera en Planta.....	132
Figura 46	Vista del Módulo N° 1 en ETABS 2016 (Modelado).....	133
Figura 47	Vista del Módulo N° 2 en ETABS 2016 (Modelado).....	133
Figura 48	Vista del Módulo N° 3 en ETABS 2016 (Modelado).....	133
Figura 49	Vista de la Escalera en ETABS 2016 (Modelado).....	134
Figura 50	Porcentaje de Error para la Elección del Tamaño de Malla.....	135
Figura 51	Discretización del Módulo N° 1	136
Figura 52	Discretización del Módulo N° 2	136
Figura 53	Discretización de Elementos Estructurales del Módulo N° 3	137
Figura 54	Discretización de Elementos Estructurales de la Escalera.....	137
Figura 55	Espectro de Demanda en X e Y para el Análisis Dinámico	138
Figura 56	Curva Esfuerzo – Deformación del Concreto.....	139
Figura 57	Curva Esfuerzo – Deformación del Acero.....	140
Figura 58	Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 1	141
Figura 59	Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 2	141
Figura 60	Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 3	142
Figura 61	Diagrama del Puntal Diagonal en la Escalera.....	142
Figura 62	Fuerza Sísmica para el Módulo N° 1	143
Figura 63	Fuerza Sísmica para el Módulo N° 2	143
Figura 64	Fuerza Sísmica para el Módulo N° 3	143
Figura 65	Fuerza Sísmica para la Escalera.....	144
Figura 66	Vista del Modelo del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico.....	148
Figura 67	Modos de Vibración del Módulo N° 1	151

Figura 68	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 1	152
Figura 69	Derivas Relativas del Módulo N° 1	153
Figura 70	Vista del Modelo del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico.....	154
Figura 71	Modos de Vibración del Módulo N° 2	155
Figura 72	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 2	157
Figura 73	Derivas Relativas del Módulo N° 2	158
Figura 74	Vista del Modelo del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico.....	159
Figura 75	Modos de Vibración del Módulo N° 3	161
Figura 76	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 3	163
Figura 77	Derivas Relativas del Módulo N° 3	164
Figura 78	Vista del Modelo de la Escalera del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico.....	165
Figura 79	Modos de Vibración de la Escalera	167
Figura 80	Desplazamientos Absolutos de la Escalera.....	169
Figura 81	Derivas Relativas de la Escalera.....	170
Figura 82	Vista del Modelo del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II para Pushover	171
Figura 83	Curva de Capacidad en X del Módulo N° 1	172
Figura 84	Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 1	173
Figura 85	Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 1.....	175
Figura 86	Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 1.....	176
Figura 87	Rótulas en X del Módulo N° 1 en el Último Step	177
Figura 88	Rótulas en Y del Módulo N° 1 en el Primer Step.....	178
Figura 89	Vista del Modelo del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II para el Pushover....	179
Figura 90	Curva de Capacidad en X del Módulo N° 2	180
Figura 91	Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 2	180
Figura 92	Verificación de los Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 2	182
Figura 93	Verificación de los Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 2	182
Figura 94	Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 2 en el Noveno Step	183
Figura 95	Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 2 en el Cuarto Step	184
Figura 96	Vista del Modelo del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático no Lineal.....	185
Figura 97	Curva de Capacidad en X del Módulo N° 3	186
Figura 98	Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 3	187
Figura 99	Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 3.....	189
Figura 100	Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 3.....	189

Figura 101	Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 3 en el Octavo Step.....	190
Figura 102	Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 3 en el Cuarto Step	191
Figura 103	Vista del Modelo de la Escalera del Colegio Juan Pablo II para Pushover	192
Figura 104	Curva de Capacidad en X de la Escalera	193
Figura 105	Curva de Capacidad en Y de la Escalera	194
Figura 106	Verificación de los Objetivos de Desempeño en X para la Escalera	196
Figura 107	Verificación de los Objetivos de Desempeño en Y para la Escalera	196
Figura 108	Rótulas en X de la Escalera en el Séptimo Step	197
Figura 109	Rótulas en la Dirección Y de la Escalera en el Quinto Step	198
Figura 110	Modos de Vibración del Módulo N° 1.....	200
Figura 111	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 1	201
Figura 112	Derivas Relativas del Módulo N° 1	202
Figura 113	Modos de Vibración del Módulo N° 2	204
Figura 114	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 2	205
Figura 115	Derivas Relativas del Módulo N° 2.....	206
Figura 116	Modos de Vibración del Módulo N° 3.....	207
Figura 117	Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 3	208
Figura 118	Derivas Relativas del Módulo N° 3	209
Figura 119	Modos de Vibración de la Escalera	211
Figura 120	Desplazamientos Absolutos de la Escalera.....	212
Figura 121	Derivas Relativas de la Escalera.....	213
Figura 122	Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 1.....	216
Figura 123	Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 1.....	216
Figura 124	Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 1 en el Último Step.....	217
Figura 125	Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 1 en el Cuarto Step	217
Figura 126	Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 2.....	220
Figura 127	Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 2.....	220
Figura 128	Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 2 en el Octavo Step.....	221
Figura 129	Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 2 en el Cuarto Step	221
Figura 130	Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 3.....	224
Figura 131	Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 3.....	224
Figura 132	Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 3 en el Octavo Step.....	225
Figura 133	Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 3 en el Cuarto Step	225
Figura 134	Objetivos de Desempeño en X para la Escalera	228
Figura 135	Objetivos de Desempeño en Y para la Escalera	228
Figura 136	Rótulas en la Dirección X de la Escalera en el Séptimo Step.....	229
Figura 137	Rótulas en la Dirección Y de la Escalera en el Quinto Step	229

Figura 138 Puntos de Colapso en el Módulo N° 1	256
Figura 139 Puntos de Colapso en el Módulo N° 2.....	257
Figura 140 Puntos de Colapso en el Módulo N° 3.....	258
Figura 141 Puntos de Colapso en la Escalera	259

GLOSARIO

Cortante dinámica: Es la fuerza horizontal aplicada en un edificio durante un sismo que provoca un movimiento lateral en la estructura.

Deriva: Deformación relativa entre dos puntos, medida como el desplazamiento de un punto en relación con otro cercano, causada por la acción de fuerzas sísmicas.

Desplazamiento: Es el cambio de posición de un punto de la estructura durante un sismo, medido en distancia y dirección.

Espectro de diseño: Aceleración máxima que puede ocurrir con una determinada probabilidad durante su vida útil, para un sismo de cierta magnitud y ubicación.

Periodo natural: Lapso de una estructura en oscilar por completo alrededor de su posición de equilibrio luego de ser perturbada por un sismo.

Puntos de falla: Son los lugares débiles en una estructura que pueden sufrir fallos o colapsos durante un evento sísmico.

Rótulas plásticas: Elementos estructurales diseñados para permitir una rotación plástica controlada en ciertas partes de la estructura, minimizando así los daños en un sismo.

Rótulas plásticas que colapsan: Las rótulas plásticas que colapsan hacen referencia a aquellos puntos que se encuentran dentro del límite de fallo, es decir son aquellos puntos que llegarían a fallar ante un evento sísmico.

Sismo: Movimiento brusco de la corteza terrestre provocado por la liberación de energía acumulada en el interior de la Tierra, que se transmite en forma de ondas sísmicas.

Sismo raro o sismo máximo. Evento sísmico que ocurre con muy baja frecuencia, pero que tiene una magnitud y una intensidad significativamente elevadas. Representa el nivel máximo de agitación del suelo en las zonas sísmicas 3 y 4, con un 5% de probabilidad de ser superado en 50 años. Suele ser de 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño. La probabilidad de ocurrencia de un sismo raro es baja, pero sus consecuencias pueden ser catastróficas.

Terremoto: Es el mismo fenómeno que un sismo, pero el término se suele utilizar para referirse a movimientos sísmicos de mayor intensidad y consecuencias destructivas.

Vibración: Movimiento oscilante de un objeto alrededor de un punto de equilibrio, como el que se produce en una estructura durante un sismo.

RESUMEN

La importancia de conocer la capacidad sismorresistente de las estructuras escolares frente a eventos sísmicos y la falta de información específica sobre la eficiencia de diferentes métodos de análisis sísmico llevaron a que se plantee esta investigación con el objetivo de evaluar la eficiencia de los métodos de análisis sísmico: estático-dinámico lineal y estático no lineal sin y con la aplicación previa del método de elementos finitos al colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. La muestra consiste en los tres módulos y la escalera de la institución educativa secundaria. Los resultados obtenidos revelan que el comportamiento sísmico resistente del colegio presenta discrepancias con respecto a la norma E.030:2018, principalmente en los modos de vibración y la cortante dinámica en el módulo N° 3 y la escalera. Sin embargo, todos los módulos cumplen con los límites establecidos por la norma en términos de derivas máximas. Además, se encontró que el análisis utilizando el método estático no lineal (Pushover) muestra que los módulos N° 1 y N° 2 cumplen con los objetivos de desempeño establecidos por la norma ATC-40 (1996). Sin embargo, el módulo N° 3 y la escalera solo cumplen parcialmente con estos objetivos. Por otro lado, el análisis mediante la aplicación previa del método de elementos finitos al análisis lineal y no lineal proporciona resultados más precisos y realistas. Se concluye que el método estático no lineal previa aplicación del método de elementos finitos es la opción más eficiente para identificar los puntos de colapso en estructuras escolares.

Palabras clave: Desempeño sísmico, derivas, rótulas plásticas.

ABSTRACT

The importance of knowing the seismic-resistant capacity of school structures against seismic events and the lack of specific information on the efficiency of different seismic analysis methods led to the proposal of this research with the objective of evaluating the efficiency of the seismic analysis methods: linear static-dynamic and nonlinear static without and with the previous application of the finite element method to the Juan Pablo II school in Sarabamba, Chota. The sample consists of the three modules and the staircase of the secondary school. The results obtained reveal that the seismic resistant behavior of the school presents discrepancies with respect to the E.030:2018 standard, mainly in the vibration modes and dynamic shear in module N° 3 and the staircase. However, all modules comply with the limits established by the standard in terms of maximum drifts. In addition, it was found that the analysis using the nonlinear static method (Pushover) shows that modules N° 1 and N° 2 comply with the performance objectives established by the ATC-40 (1996) standard. However, module No. 3 and the stairway only partially meet these objectives. On the other hand, the analysis by pre-application of the finite element method to the linear and nonlinear analysis provides more accurate and realistic results. It is concluded that the nonlinear static method prior application of the finite element method is the most reliable option to identify collapse points in school structures.

Keywords: Seismic performance, drifts, plastic hinges.

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Debido a que los alumnos y docentes pasan la mayor parte del tiempo en sus instituciones educativas, existe una alta probabilidad de que ocurra un terremoto mientras se encuentran en sus escuelas o colegios (Zora-Mejía & Acevedo-Jaramillo, 2019). Según Fernández et al. (2022) en el tiempo varios sismos han afectado a la infraestructura escolar, comprometiendo la seguridad de toda la comunidad educativa, pero estos daños no son únicamente provocados por la acción de los sismos, sino también por la falta de un diseño sísmico adecuado, prácticas constructivas deficientes y la ausencia de regulaciones y normativas que garanticen la calidad adecuada de las estructuras con el paso del tiempo.

Das et al. (2023) asegura que la evaluación sísmica de las estructuras que conforman las instituciones educativas debe ser constante, no se tiene que esperar a que la edificación complete su vida útil para verificar su estado, sino que se debe evaluar con frecuencia la infraestructura. De acuerdo a Tasmén et al. (2023) la evaluación sismorresistente no se debe realizar cuando la edificación se encuentre en estado crítico, sino cada vez que haya un cambio normativo o luego de cada evento sísmico percibido, aun cuando el sismo haya sido de baja intensidad. Por lo que, actualmente se está promoviendo el uso de metodologías integrales para el análisis sísmico de las instituciones escolares, tal como el método de elementos finitos aplicados (Malena et al., 2023), método estático no lineal “Pushover” (Abd-Elhamed et al., 2023) y los convencionales análisis estático-dinámico lineal (Romero-Sánchez, 2023); pero, no se ha comparado la eficiencia de estos métodos en la evaluación sísmica de estructuras existentes.

El análisis sísmico estático-dinámico lineal es ampliamente usado para evaluar la respuesta ante un terremoto (Romero-Sánchez, 2023). Este método se basa en considerar las fuerzas estáticas equivalentes representativas de un sismo, lo que simplifica el análisis, pero puede no ser adecuado para determinadas estructuras. Si bien es cierto que ofrece resultados en un tiempo relativamente corto, podría no proporcionar información completa sobre los posibles puntos de colapso.

Por otro lado, el análisis estático no lineal, es una técnica que tiene en cuenta la no linealidad de los materiales y la redistribución de las cargas a medida que la estructura se deforma (Abd-Elhamed et al., 2023); permite determinar el desempeño al relacionar su espectro de amenaza y capacidad según la norma ATC-40 (1996), logrando así determinar también las rótulas plásticas o puntos de colapso. Sin embargo, este tipo de análisis requiere una mayor complejidad en su implementación y puede ser más costoso en términos de tiempo y recursos.

El análisis de elementos finitos es una técnica numérica usada para analizar el comportamiento de una estructura en función de las condiciones de carga y las propiedades del material (Malena et al., 2023). Este método divide la estructura en elementos más pequeños y aplica ecuaciones para calcular el comportamiento en cada uno de ellos, permitiendo obtener resultados más detallados sobre su respuesta. Este método permite considerar tanto el comportamiento lineal como no lineal de la estructura, lo que resulta especialmente útil en la determinación de los puntos de colapso, ya que brinda información precisa sobre las zonas de mayor vulnerabilidad y permite realizar mejoras en el diseño para garantizar la seguridad.

En Perú, los sismos han ocasionado pérdidas de vidas humanas y materiales, por lo que, la normativa se ha vuelto más estricta, en el 2018 el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS, 2018) modificó la norma E.030 “Diseño sismorresistente” cambiando acápites como la zonificación sísmica, sin embargo, deja abierta la interrogante de sí las estructuras diseñadas y construidas con la normatividad anterior E.30-2006 o E.030-2014, cumplirán con los requisitos sísmicos; aún más si se trata de edificaciones importantes como lo son, las instituciones educativas, cuyos módulos se espera sigan funcionando después de un evento sísmico para ser utilizados por los damnificados.

Sin embargo, según Cerna (2021) si bien la actual norma sismorresistente peruana ofrece evitar el colapso y salvaguardar la vida de los ocupantes, no permite conocer cómo quedarán exactamente los edificios y los servicios que brindan, y eso no es suficiente para llevar a cabo una adecuada gestión del riesgo de desastres. Por tanto, a pesar de las modificaciones realizadas en el 2018, las normas técnicas en el Perú no están orientados a conocer con precisión el desempeño de las estructuras que han atravesado un desastre. Siendo así, la determinación de la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, no lineal (Pushover) y el análisis de elementos finitos aplicados para comprobar puntos de colapso de una estructura, resulta fundamental para garantizar la seguridad de los ocupantes en caso de un evento sísmico, sobre todo si se trata de una institución educativa.

La I.E. Juan Pablo II de Sarabamba, distrito y provincia de Chota, Cajamarca, según la Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE, 2023) alberga a 194 alumnos en tres edificios construidos y diseñados con la norma E.030:2006 con sistemas estructurales aporticados en X y albañilería confinada en Y. Al año

2023 algunos elementos estructurales presentan patologías como erosión, grietas y fisuras, mismas que, no se podía asegurar fueran solo fallas superficiales, es decir podrían haber sido fallas estructurales, por tanto, era pertinente determinar la resistencia del concreto a través de pruebas no destructivas, como esclerometría, para utilizar estos datos en la simulación del comportamiento sismorresistente.

En investigaciones realizadas en Chota, utilizando la metodología Pushover en edificios de instituciones educativas, Fernández (2022) y Cabrera (2022) determinaron que, algunos módulos no cumplen los objetivos de desempeño y colapsarían en caso de un terremoto. Esto planteó la posibilidad de que la I.E.S. Juan Pablo II, ubicada en la misma jurisdicción, también tenga módulos propensos a colapsar. Sin embargo, para confirmarlo, era necesario utilizar una metodología que no solo determine si colapsarían, sino que también identifique los puntos de colapso en la estructura. Para lograr ello, se propuso utilizar el análisis de elementos finitos aplicados, aunque esta opción presenta un mayor grado de dificultad debido a que para simular el colapso se requiere pasar el modelo de ETABS al programa Extreme Loading for Structures (ELS), paso que ha sido omitido para poder plantear un contraste igualitario en comparación, el método estático no lineal que solo requiere el uso del programa ETABS, pero demanda utilizar al menos tres espectros de amenaza por el método ATC-40 (1996). Por otro lado, el método estático-dinámico lineal proporcionado por la norma E.030 (MCVS, 2018) solo requiere un espectro de diseño, lo que simplifica el proceso de trabajo, no obstante, podría no determinar de forma clara los puntos de colapso de una estructura.

Siendo así, no se conocía la eficiencia de cada uno de estos métodos propuestos de manera individual ni en conjunto, lo que dificultaba la elección adecuada cuando se busca obtener datos sobre los puntos de colapso estructural. En este contexto, la investigación surgió con el objetivo de evaluar la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal (Pushover) y de elementos finitos aplicados al determinar puntos de colapso en la infraestructura del colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota, 2023.

Figura 1

Colegio Juan Pablo II de Sarabamba y Vista de Algunas Grietas y Fisuras en sus Componentes Estructurales



1.2. Formulación del problema

¿Qué método: análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) o análisis de elementos finitos aplicados es más eficiente para determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota?

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación científica

El aporte teórico es la evaluación de la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, no lineal (Pushover) o elementos finitos aplicados para precisar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. Se examinaron diferentes métodos de análisis sísmico para determinar cuál proporcionaba los resultados más precisos y confiables. El vacío del conocimiento que se llenó fue la falta de información sobre la eficiencia de diferentes métodos de análisis sísmico en el contexto del colegio Juan Pablo II. Antes de esta investigación, no se tenía claridad sobre qué método de análisis sísmico era más adecuado para identificar puntos de colapso en esta estructura.

La investigación como producto de conocimiento científico, se desarrolló y apoyó en la teoría de análisis sísmico estructural, que se basa en principios fundamentales de la mecánica de estructuras y de la dinámica de las ondas sísmicas. Se utilizaron modelos matemáticos y simulaciones computacionales para evaluar la I.E. frente a cargas sísmicas. Así mismo, permitió la formación de teorías acerca de la eficiencia del uso de los distintos métodos de análisis sísmico. Por lo que, los resultados obtenidos pueden ser plasmados en revistas indexadas para aumentar el conocimiento científico en el análisis estructural de edificaciones frente a eventos sísmicos.

Los resultados de la investigación pueden generalizarse a otras estructuras similares al colegio Juan Pablo II en términos de su comportamiento sísmico. Sin embargo, es importante tener en cuenta las particularidades de cada estructura y las condiciones sísmicas específicas de cada lugar.

La investigación incrementó y modificó el conocimiento científico al proporcionar información específica sobre la eficiencia de diferentes métodos de análisis sísmico en un contexto práctico. Además, permitió identificar las fortalezas y debilidades de cada método, lo que puede contribuir a futuras investigaciones y mejoras en el diseño y análisis de estructuras.

Finalmente, cabe recalcar que la investigación se centró en el análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y de elementos finitos aplicados en el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. Por lo que, se avanzó en el entendimiento del comportamiento sísmico y se comprobó qué método de análisis proporcionaba resultados más confiables en términos de determinar puntos de fallo. Esto es de gran pertinencia, ya que permite a las autoridades correspondientes tomar medidas de mitigación frente a posibles eventos sísmicos.

1.3.2. *Justificación técnica – practica*

Se realizó el estudio por la necesidad de avalar la seguridad de las estructuras escolares frente a sismos y la falta de información específica sobre la eficiencia de diferentes métodos de análisis sísmico en el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. Esto motivó a investigar cuál es el método de análisis más adecuado para determinar puntos de colapso en esta estructura y comprender el comportamiento sísmico de la I.E.

El estudio es original, ya que se pretende evaluar la eficiencia de diferentes métodos de análisis sísmico en un contexto específico, como es el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. No se han encontrado investigaciones previas que aborden este tema de manera específica y aplicada a esta estructura en particular.

La investigación resultó conveniente, ya que brinda información precisa y confiable sobre qué método de análisis sísmico es más adecuado para determinar puntos de colapso y comprender el comportamiento sismorresistente en el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota. Por tanto, el estudio resolvió el aspecto de determinar qué método de análisis sísmico es más eficiente en el análisis estructural del colegio Juan Pablo II en Sarabamba. Esto es de gran relevancia, ya que permitirá que las autoridades competentes tomen medidas de mitigación y adoptar estrategias de refuerzo estructural para garantizar la seguridad de los ocupantes del colegio ante posibles eventos sísmicos de ser necesario.

Los favorecidos de esta investigación serán los estudiantes, personal y comunidad educativa del colegio Juan Pablo II, ya que se beneficiarán directamente al contar con una estructura más segura ante eventos sísmicos. Además, otros colegios y comunidades podrán verse beneficiados al utilizar los resultados de este estudio para mejorar la seguridad de sus propias estructuras escolares. La investigación también beneficiará a profesionales de la ingeniería estructural y a la comunidad científica, al agregar conocimiento y mejorar las técnicas de análisis sísmico.

1.4. Delimitación de la investigación

La delimitación espacial se centra en el colegio Juan Pablo II ubicado en Sarabamba, Chota en las coordenadas UTM WGS84 17S 754840.32 m E, 9282286.17 m S a 2694 msnm. La institución educativa secundaria con código modular 1330141 está a cargo del director Elver Vasquez Cusma y forma parte de la gestión educativa UGEL Chota, según la Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE, 2023). El colegio alberga a 194 alumnos en tres edificios construidos

y diseñados con la norma E.030:2006 con sistemas estructurales aporticados en X y albañilería confinada en Y.

En cuanto a la delimitación temporal, se enfoca en el año 2023, donde se determinó la resistencia a compresión de los elementos estructurales y la capacidad portante del suelo para que sirvan de insumos para el modelamiento sísmico estructural en ese periodo específico.

La delimitación metodológica se centró en la aplicación de los análisis sísmicos: el análisis estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y análisis de elementos finitos aplicados (previo al análisis lineal y no lineal) de acuerdo a la Fig. 15. Estas técnicas fueron utilizadas para determinar los puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II. Los resultados obtenidos a través de estas metodologías son los que se han utilizado para evaluar la eficiencia de cada una en el contexto específico del colegio mencionado. Siendo así, la investigación fue de tipo cuantitativa, aplicada y explicativa, donde la muestra fueron los tres edificios que conforman la infraestructura del colegio Juan Pablo II en Sarabamba. En la investigación se aplicaron técnicas de observación, revisión documental, ensayos in situ y ex situ, modelamiento en ETABS 2022 y comparación de los métodos de análisis sismorresistente en el comportamiento estructural de los edificios.

1.5. Limitaciones

El estudio de diferentes métodos de análisis sísmico implica el uso de diferentes modelos y supuestos en programas computacionales. Estos modelos y supuestos cuanto no tienen igualdad de condiciones (por ejemplo, el uso del mismo programa computacional) según Circulanti et al. (2023) podrían afectar los resultados y la precisión en el contraste de la eficiencia. Por lo que, se ha trabajado

el análisis estático-dinámico lineal, estático no lineal (Pushover) y de elementos finitos aplicados previamente al análisis lineal y no lineal en el programa ETABS 2022, omitiendo el uso del programa Extreme Loading for Structures (ELS) para la simulación de colapso.

Existen factores externos, como cambios en las condiciones geológicas y cambios en la resistencia de los materiales, que podrían afectar los resultados de la investigación sin controlarlos. Por lo que, para evitar ello, en la investigación se han realizado estudios de suelos y estudios de esclerometría en los elementos de concreto.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y análisis de elementos finitos aplicados al determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota, 2023.

1.6.2. Objetivos específicos

- 1) Realizar el análisis sísmico estático – dinámico lineal del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota, de acuerdo a la norma E.030 (MCVS, 2018), sin utilizar el método de elementos finitos.
- 2) Realizar el análisis estático no lineal (Pushover) del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota, de acuerdo a la norma ATC-40 (1996), sin utilizar el método de elementos finitos.
- 3) Realizar el análisis de elementos finitos aplicados previamente al análisis estático – dinámico lineal y el análisis estático no lineal (Pushover) del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota.

- 4) Comparar las derivas, desplazamientos y objetivos de desempeño obtenidos mediante el análisis sísmico lineal con la norma E.030:2018 y no lineal con la norma ATC-40 (1996), tanto con y sin el uso previo del método de elementos finitos aplicados en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota.
- 5) Comparar el número y ubicación de los primeros puntos de colapso (rótulas plásticas) en el colegio Juan Pablo II identificados en el análisis sísmico no lineal con la norma ATC-40 (1996).
- 6) Analizar las capacidades y limitaciones de los distintos métodos de análisis sísmico (estático-dinámico lineal, estático no lineal (Pushover) y elementos finitos aplicados).

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. *Antecedentes internacionales*

Abide et al. (2020) en su estudio “Análisis Pushover de edificios de mampostería irregular no reforzada: Lecciones de diferentes enfoques de modelización” evaluaron el comportamiento sísmico de un edificio de mampostería no reforzada (URM) de dos pisos a media escala con irregularidad estructural en planta y en alzado. Utilizaron métodos tres enfoques de modelado diferentes, basados en un modelo continuo, modelos basados en vigas y modelos de macroelementos basados en resortes. Obtuvieron como resultados una concordancia razonable entre las predicciones numéricas y las observaciones experimentales. Concluyeron que los efectos de torsión en el modelo de macroelementos continuo y basado en muelles, en el que se observaron mecanismos combinados de fallo por balanceo y cizalladura diagonal manifiesta la importancia de las buenas conexiones entre los muros que se cruzan y entre los muros y las losas rígidas de concreto armado.

Shehu (2021) en su artículo científico “Aplicación del análisis Pushover para evaluar dos torres de albañilería: Cuestiones y recomendaciones prácticas” evaluaron capacidad de empuje el inicio correspondiente de los daños estructurales, la capacidad máxima de carga y final de desplazamiento en torres de mampostería. Obtuvo como resultado que el corte máximo de la base en las torres de mampostería oscilando entre 2 y 2.5 MN. Por otro lado, la inclinación disminuyó significativamente la capacidad de carga, que, para la torre actual (T3), oscila entre 1.4 y 2.2 MN. Concluyó que el enfoque más preciso para imitar cargas

sísmicas para un análisis Pushover es imponer una aceleración incremental gradualmente. Este enfoque elimina patrones fijos de cargas, que limitan la distribución de los daños. Muchos softwares proporcionan la implementación de este enfoque de forma casi estática.

Núñez et al. (2021) en su estudio “Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos” evaluaron el comportamiento sísmico no lineal dinámico en seis edificios, el método que utilizaron fue el no lineal sometido a los movimientos sísmicos de dos terremotos (el Quetame de 2008 y Mesa de los Santos de 2015). Mediante el módulo no lineal de un software de elementos finitos y siguiendo las pautas de FEMA 356 se alcanzó evaluar las respuestas de los edificios a 81 señales sísmicas del terremoto Mesa de Santos y 78 del terremoto Quetame, con los resultados del análisis se evaluaron las rótulas plásticas de las estructuras. Determinaron que las estructuras con alturas máximas de 12 pisos no presentan fallas frente a eventos sísmicos de máxima intensidad, pero cuando tienen más de 20 pisos si presentan rótulas, los daños en estos últimos no fueron considerados de gravedad. Con esto concluyen que al no fluir ninguno de sus elementos en las edificaciones, no se sobrepasa el rango lineal y se mantiene el comportamiento elástico.

Feng et al. (2020) en su investigación “Cuantificación de la robustez de estructuras de hormigón armado sometidas a colapso progresivo mediante el método de evolución de la densidad de probabilidad” cuantificaron la robustez de estructuras de concreto armado sometidas a colapso progresivo. El método estático no lineal de empuje hacia abajo se emplea para representar la capacidad de colapso progresivo de las estructuras. El método Pushdown no lineal estático se emplea para representar la capacidad de colapso progresivo de las estructuras,

y el elemento de marco basado en la fuerza se usa para generar el modelo de elementos finitos. Luego, se utiliza el PDEM incorporado con el evento de valor extremo equivalente para capturar los índices de confiabilidad antes y después del colapso progresivo. Con los índices de confiabilidad, el índice de robustez se puede calcular fácilmente.

Zahir et al. (2019) llevaron a cabo un análisis del comportamiento no lineal de estructuras de mampostería confinada en su artículo titulado “Estudio de la respuesta sísmica de estructuras de mampostería existentes a través del análisis Pushover”. Durante este análisis, utilizaron cargas laterales numéricas para evaluar el rendimiento de las estructuras. De acuerdo al análisis convencional encontraron solo una falla causada por cizallamiento, mientras que en su estudio actual observaron daños por flexión y fallas por cizallamiento. Por lo tanto, el análisis estático no lineal mostró mayor precisión para evaluar estas estructuras.

Grunwald et al. (2018) en su investigación “Fiabilidad de la simulación de colapso-Comparación del método de elementos finitos y aplicados a distintos niveles” compararon la confiabilidad de la simulación de colapso con el método de elementos finitos (FEM) y aplicados (AEM) en diferentes niveles. El objetivo fue resaltar qué detalle físico y complejidad se solicita para predecir numéricamente el colapso progresivo y qué nivel de precisión se puede esperar. Para el nivel de escala completa, el colapso progresivo del edificio Pyne Gould Corporation en Christchurch, Nueva Zelanda, fue simulado y comparado con la forma final del colapso. Se muestra que el FEM es capaz de predecir bien la respuesta estructural de los modelos a pequeña escala, pero no logra lograr formas colapsadas realistas en el caso de la estructura grande, mientras que el AEM muestra resultados convincentes en todos los casos.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Condori (2022) en “Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal Pushover del templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022” determinó el grado de vulnerabilidad sísmica del templo “Santa María Magdalena”, aplicó la el análisis Pushover en el programa DIANA FEA v. 10.5. Obtuvo resultados como la curva de capacidad al analizar en el sentido X e Y. En todos los casos en los que se aplicaron análisis histórico, se obtuvieron factores de carga que oscilan entre 0.11 y 0.19 g, y desplazamientos que varían entre 0.86 y 29.2 mm, por lo que, se encuentran por debajo del factor de zona de aceleración máxima del suelo (PGA) para la ciudad de Ayacucho, que es de 0.25 g. Concluyó que, mediante el análisis Pushover, pudo conocer el factor de carga máximo y los desplazamientos máximos. Con estos datos es posible comprender el estado de la edificación ante sismos.

Montufar (2022) en su investigación “Análisis comparativo entre el método de diseño basado en fuerzas (FBD) y el método directo de diseño basado en Desplazamientos (DDBD) para un edificio de concreto armado de sistema estructural dual de 7 niveles” demostró que el DDBD cumple de manera eficiente con los parámetros de diseño por desempeño, validando así la metodología. En el FBD, la rigidez lateral representa un valor que se utiliza para comparar y verificar irregularidades. En cambio, en el DDBD este valor resulta importante para la etapa de diseño, ya que permite establecer la fuerza cortante basal. La rigidez por DDBD (X: 2877.06 Tonf/m, Y: 2916.05 Tonf/m) resultó ser menor a la del FBD (X: 366157.37 Ton/m, Y: 572654.19 Ton/m), ya que se está considerando en el diseño la degradación de esta que se generaría en un sismo.

Montero & Santos (2022) en su tesis “Análisis no lineal estático en muros de albañilería confinada para pabellón de infraestructura de I.E.40092 José D. Zuzunaga Obando – Uchumayo - Arequipa” utilizaron como herramienta el software Etabs19, obteniendo el desempeño sísmico de un sismo de diseño y uno máximo para la dirección de análisis “Y” según el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). Además de los desplazamientos espectrales del pabellón de infraestructura de la I.E.40092 José D. Zuzunaga Obando, en la dirección de análisis “Y”, recomendando consideraciones a tener en cuenta después de aplicado el Análisis No Lineal Estático

Tumbillo (2021) en su tesis “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Infraestructura de la Facultad de Odontología del Centro Comercial N° 3 De La Ciudad de Juliaca” determinó que el desplazamiento máximo se da en el 3er nivel en X con 43.40 cm y distorsión de entrepiso 0.058, así mismo, obtuvo cortantes dinámicos de 327.48 ton (X) y 249.61 ton (Y), y desplazamiento máximo en el 3er piso de 37.66 cm en Y con distorsión de entrepiso de 0.057. En el segundo método se establece el uso del análisis Pushover, con el que, se obtiene la curva de capacidad, con la que se ha identificado que, en X-X obtuvo para sismo de servicio la cortante 196.77 ton y desplazamiento de 23.09 cm, para sismo de diseño cortante de 172.46 ton y desplazamiento de 39.87 cm, mientras que, para el sismo máximo no tiene un punto de desempeño estructural.

2.1.3. Antecedentes regionales

Fernández (2022) evaluó el desempeño Pushover de la edificación de ingeniería civil de la UNACH a fin de garantizar su operación ante sismos, teniendo de muestra seis módulos. Obtuvo como resultados que los desplazamientos máximos absolutos y relativos más favorables los tiene el

módulo I (siendo los menores), muestran el desplazamiento absoluto en X es 9.01, y en Y es 2.76 mm; así como las verificaciones sugeridas en la norma E.030 las derivas relativas máximas por piso en X e Y son menores a 0.007, cumplen con la norma E.030:2018 para todos los módulos de estudio, sin embargo, no todos los módulos cumplen con los objetivos de desempeño dados por la norma FEMA 356, el módulo correspondiente a los servicios higiénicos estaría en pre colapso frente a un evento sísmico raro. Concluyó que los primeros puntos de colapso en X son las de las columnas C2 del eje B-B, y en Y en las columnas C3 del eje B-B para el módulo N° 5 (servicios higiénicos) que es el módulo más crítico. Así mismo, el aporte fundamental del estudio concierne a el planteamiento de la aplicación de la no linealidad como un medio para obtener resultados más confiables y coherentes.

Cabrera (2022) evaluó el comportamiento de la edificación de enfermería UNACH. Tuvieron como muestra dos módulos del edificio de enfermería, utilizaron la metodología de análisis Pushover. Obtuvo como resultado que la estructura reforzada con disipadores de energía, presenta derivas menores a 0.0056, cumpliendo con el SEAOC (1995), y la norma E.030 (MVCS, 2018), además logra disipar la energía en un 80%. No obstante, sin los disipadores la edificación se encuentra en el límite de colapso frente a un sismo máximo según el análisis Pushover. Concluyeron que el uso de disipadores mejora su comportamiento sísmico, reduce los desplazamientos y derivas, aumentando su rigidez estructural. Siendo así, evidencia la pertinencia de plantear la no linealidad de los componentes para tener un conocimiento certero de los puntos de colapso y poder reforzar los mismos.

Sánchez (2022) en su investigación “Probabilidad de daño sísmico de los módulos A y B del centro de salud asunción Cajamarca-2021” realizaron el análisis Pushover para determinar el punto de desempeño, que luego fue transformado en la probabilidad de daño, a través del método RISK-UE, determinando que, el módulo A y B frente a un sismo frecuente tendrían daños moderados, para un sismo ocasional daños severos, y para un sismo raro, daños severos y completos (colapso).

Bustamante (2022) utilizó los datos del expediente técnico del bloque b1 de la I.E. Cristo Rey (propiedades de los materiales, estudio de suelos, planos estructurales), y realizó pruebas de esclerometría en los elementos estructurales para luego modelar la edificación, determinado que desplazamientos en X para el piso 1 eran 0.0034 y 0.0020, y en Y 0.00027 y 0.00020, respectivamente para el piso 1 y 2. Así mismo, la cortante estática y dinámica en X era 57.13 y 72.96 Tn, y en Y era 48.75 y 55.44 Tn, por tanto, cumple con la norma E.030-2018.

Saldaña (2020) en su tesis “Nivel de desempeño sísmico de las viviendas proyectadas para el año 2017 -2018 en la ciudad de Cajamarca” tuvo como objetivo verificar los niveles de desempeño sísmico de las viviendas proyectadas en Cajamarca entre 2017 y 2018. Para ello, empleó una metodología basada en el análisis estructural de las edificaciones, considerando distintos escenarios de demanda sísmica según normativas locales e internacionales. Los resultados indicaron que el nivel de desempeño sísmico varía según el tipo de demanda sísmica evaluada, observándose un comportamiento satisfactorio frente a sismos de baja intensidad. En conclusión, Saldaña determinó que, aunque las viviendas analizadas tienen capacidad para resistir sismos de baja magnitud, su comportamiento podría no ser adecuado ante sismos de mayor intensidad.

2.2. Bases teórico – científicas

2.2.1. *Fundamentos de mecánica de materiales para el análisis sismorresistente: Estructuras de concreto armado y Estructuras de albañilería confinada*

2.2.1.1.Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales tienen un papel fundamental en la capacidad de un edificio para resistir el impacto de los sismos. Uno de los sistemas más comúnmente usado es el concreto armado. El concreto armado es un material compuesto por hormigón reforzado con barras de acero que actúan como refuerzo. Esta combinación de materiales proporciona una estructura resistente y rígida, capaz de soportar grandes cargas.

Según Paulay & Priestley (1992), el concreto armado es utilizado en estructuras sísmicamente activas debido a su alta resistencia y su capacidad para absorber y distribuir las fuerzas generadas por un terremoto. El refuerzo de acero proporciona la ductilidad necesaria para que la estructura pueda deformarse sin colapsar, absorbiendo así gran parte de la energía sísmica.

Otro sistema estructural ampliamente utilizado es la albañilería confinada. La albañilería confinada radica en muros de ladrillos o bloques, los cuales son confinados. Este sistema se utiliza en regiones donde la albañilería es un método de construcción tradicional.

De acuerdo con Paulay & Priestley (1992), la albañilería confinada es altamente efectiva para resistir la acción sísmica debido a el confinamiento del muro de albañilería por medio de concreto armado lo que evita la falla lateral y mejora la capacidad de carga del sistema, permitiendo que la estructura se comporte de manera más dúctil durante un terremoto.

2.2.1.2. Teoría del comportamiento elástico e inelástico de las estructuras

En el diseño de una estructura, la mayoría han estudiado la respuesta de las estructuras a sismos en el rango elástico. Sin embargo, es de conocimiento que, las estructuras sujetas a terremotos reales, pueden sufrir fisuraciones, fricciones, aplastamientos, fluencias y otros fenómenos complejos en el rango inelástico (Rojas & Vásquez, 2020).

En la teoría del comportamiento elástico de las estructuras, se considera que los materiales siguen una ley de comportamiento lineal, es decir, que la relación entre el esfuerzo (fuerza aplicada a la estructura) y la deformación (cambio en la forma de la estructura) es proporcional. Esta teoría es especialmente útil para el diseño de estructuras de acero y concreto reforzado, ya que permite predecir con precisión su comportamiento bajo cargas sísmicas. En contraste, la teoría del comportamiento inelástico de las estructuras considera que los materiales no siguen una ley de comportamiento lineal y que presentan cierta capacidad de deformación plástica antes de fallar. Esto significa que la estructura puede deformarse permanentemente sin colapsar, lo cual puede ser una estrategia para permitir la disipación de energía sísmica y reducir los daños. En esta teoría, se modela el comportamiento inelástico de los materiales utilizando diferentes métodos, como el modelo de plasticidad perfectamente plástica o el modelo de daño (Rojas & Vásquez, 2020).

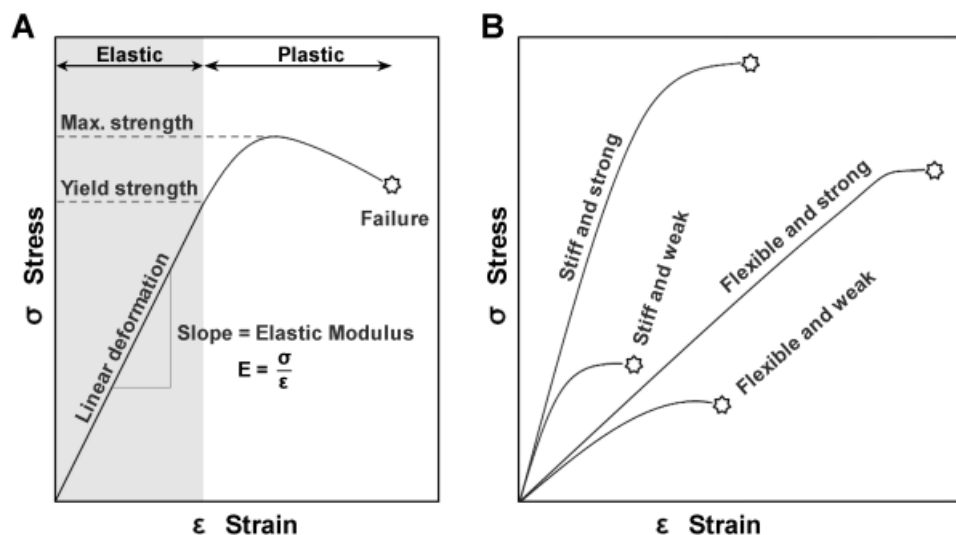
Descripción de la inelasticidad del material en los elementos estructurales y no linealidad de los elementos de conectividad

Un comportamiento “elástico” no significa que sea “lineal”, pero generalmente tiene el comportamiento lineal. A su vez, el comportamiento inelástico no es obligatoriamente “no lineal” (Rojas & Vásquez, 2020).

Una estructura entra en el rango elástico cuando, al aplicarse una fuerza, almacena energía de deformación y, al remover la fuerza, recupera sus dimensiones originales sin deformaciones permanentes. En cambio, en el comportamiento inelástico, la estructura experimenta una pérdida de rigidez y un aumento del amortiguamiento debido al agrietamiento de elementos estructurales y no estructurales (Rojas & Vásquez, 2020).

Figura 2

Diagrama Esquemático que Muestra las Curvas Típicas de Tensión – Deformación



Nota: (A) El material presenta una región elástica y otra plástica. Del diagrama pueden deducirse varios parámetros clave: Módulo elástico E, límite elástico (punto de límite elástico) y la resistencia máxima del material. (B) Curvas típicas de materiales rígidos, fuertes, débiles o flexibles (Steinbrecher & Leubner-Metzger, 2017).

2.2.1.3. Modelo diagonal equivalente de compresión de acuerdo al FEMA 356 – ASCE 41

El modelo diagonal equivalente de compresión es utilizado como una representación simplificada de los muros de mampostería sometidos a cargas laterales. Este modelo se basa en la idea de que, debido a los esfuerzos en del

muro se forman un puntal de compresión que puede representar adecuadamente el comportamiento del conjunto.

Bazán & Meli (1980) realizó estudios analíticos para calibrar una ecuación que permite estimar el ancho de la diagonal equivalente de compresión en muros de mampostería. Esta diagonal está caracterizada por la presencia de grietas horizontales (flexión) y diagonales (corte). La ecuación propuesta por Bazán tiene en cuenta la rigidez del marco de concreto que confina y la mampostería.

Otros autores también han investigado y propuesto modelos de estimación de los esfuerzos de albañilería. Por ejemplo, Lourenço et al. (2006) desarrollaron un modelo basado en la relación entre el ancho de la diagonal y el espesor del muro. Este modelo considera la variación de la rigidez del muro a medida que aumenta el daño.

En el documento técnico FEMA 356 - ASCE 41 (2000), se presenta un método simplificado basado en el modelo diagonal equivalente de compresión para evaluar la capacidad de los muros de mampostería ante cargas sísmicas. Este método establece una serie de criterios para determinar la resistencia y rigidez de los muros, tomando en cuenta el ancho de la diagonal equivalente de compresión.

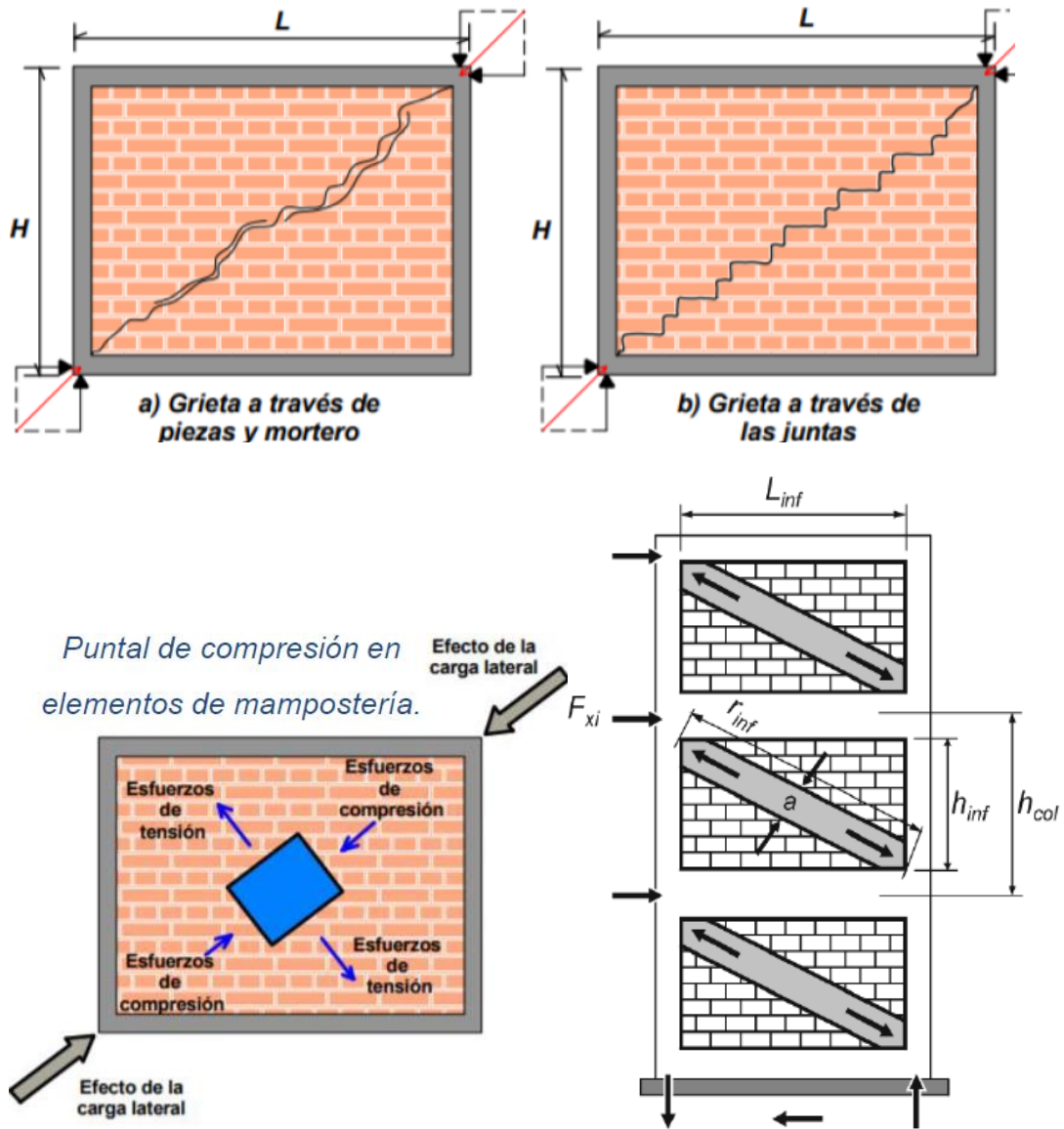
$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (2)$$

Donde, h_{col} altura de columna entre ejes de vigas, pulg. H_{inf} altura del panel de relleno, pulg. E_{fe} módulo de elasticidad esperado del material de la estructura, ksi. E_{me} módulo esperado de elasticidad del material de relleno, ksi, I_{col} momento de inercia de la columna, pulg., L_{inf} longitud del panel de relleno, pulg. R_{inf} longitud diagonal del panel de relleno, pulg. T_{inf} espesor del panel de relleno y del puntal equivalente, pulg.

Figura 3

Falla por Tensión Diagonal (a y b) y Modelo Matemático General con Mampostería Incorporada



Nota: (Mart Engineers, 2020).

2.2.2. Fundamentos del análisis sismorresistente de estructuras: teorías y perspectivas

2.2.2.1. Respuesta sísmica utilizando la teoría de vibraciones aleatorias

Una metodología ampliamente utilizada en el análisis sísmico de edificaciones es la teoría de vibraciones aleatorias (Pastor et al., 2022). Esta teoría se basa en el concepto de que los terremotos son eventos naturales complejos y

estocásticos, lo que implica que sus características, como la amplitud, la duración y el periodo, varían ampliamente. Por lo tanto, en lugar de considerar un solo terremoto determinado, la teoría de vibraciones aleatorias se enfoca en el análisis estadístico de un conjunto de múltiples terremotos con diferentes características.

La teoría de vibraciones aleatorias se utiliza para generar una serie de movimientos de suelos sintéticos que representan las aceleraciones horizontales registradas en los terremotos reales representados en el espectro de respuesta dinámico por medio de la estadística de respuestas sísmicas (Rosenblueth, 1952). Este enfoque permite considerar la variabilidad inherente de los terremotos y los distintos modos de vibración de la estructura, lo que proporciona una evaluación más realista y precisa.

La aplicación de la teoría de vibraciones aleatorias en el análisis sísmico estructural ha demostrado ser efectiva en varios estudios. Por ejemplo, Pastor et al. (Pastor et al., 2022) realizaron un análisis de respuesta sísmica utilizando vibraciones aleatorias en una edificación. Los resultados mostraron que la estructura era capaz de resistir adecuadamente la acción sísmica, y se identificaron los modos de vibración predominantes y los puntos críticos donde se concentraban las mayores tensiones y desplazamientos. Esto proporcionó información valiosa para el diseño y la mejora de la estructura.

2.2.2.2. Teoría de la dinámica estructural frente a eventos sísmicos

Estudia el comportamiento de las estructuras ante las vibraciones sísmicas. Estas vibraciones generan fuerzas que actúan sobre los elementos, y su magnitud y frecuencia determinan el grado de respuesta y la estabilidad de la estructura. Para comprender adecuadamente la dinámica estructural, se requiere tener en

cuenta aspectos como la rigidez, la masa y la amortiguación de los elementos estructurales (Williams, 2016).

El análisis sísmico estructural se realiza mediante métodos numéricos y experimentales. Los métodos numéricos, como el método de los elementos finitos, permiten simular el comportamiento de las estructuras y obtener información valiosa para su diseño y evaluación. Los métodos experimentales permiten validar los resultados obtenidos mediante los métodos numéricos y mejorar la precisión de los modelos (Vanmarcke, 1976).

Uno de los avances más importantes en la teoría ha sido la incorporación de la modelización no lineal, que permite tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y las estructuras frente a eventos sísmicos de gran magnitud. Esta modelización se basa en la teoría de la plasticidad y ha demostrado ser fundamental para predecir de manera más precisa la respuesta de las estructuras ante terremotos severos (Dowrick, 2009).

Es fundamental evaluar el comportamiento de los diferentes elementos estructurales, como vigas, columnas y losas. La respuesta sísmica de estos elementos depende de su rigidez, capacidad de carga, resistencia al corte y capacidad de disipar energía. Estos aspectos deben ser considerados en el diseño y evaluación de las estructuras (Paz, 2021).

2.2.2.3. Teoría del modelado no lineal de las estructuras

La teoría del modelado no lineal permite determinar y evaluar la respuesta de las edificaciones ante cargas sísmicas, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la interacción entre los distintos componentes de la estructura (Recuero-Forniés, 1981).

Uno de los aspectos clave es la capacidad de representar el comportamiento no lineal de los materiales. Para ello, se utilizan diferentes modelos constitutivos que describen la respuesta de los materiales a través de leyes no lineales. Estos modelos tienen en cuenta fenómenos como la deformación inelástica, la rotura y el deterioro de los materiales. Uno de los modelos más utilizados es el modelo de Hysteretic Spring (Thyagarajan & Iwan, 1990), que describe el comportamiento histerético de los materiales.

Además del comportamiento no lineal de los materiales, el modelado también considera la interacción entre los distintos componentes estructurales. Esto implica tener en cuenta el comportamiento no lineal de los elementos individuales, así como la interacción entre ellos a través de las conexiones y los sistemas de apoyo. En este sentido, se han desarrollado diferentes técnicas de modelado no lineal, como la técnica de sub estructuración (Tian et al., 2022) y la técnica de elementos finitos (Wang & Hsu, 2001), que permiten representar de manera más precisa el comportamiento global de la estructura.

En cuanto a las ventajas del modelado no lineal cabe destacar la precisión en la predicción de la respuesta estructural y la capacidad de evaluar el comportamiento no lineal de los materiales y la interacción entre los componentes estructurales. Además, el modelado no lineal también facilita la evaluación de la capacidad de las estructuras existentes frente a cargas sísmicas (Fernández, 2022).

2.2.2.4. Teoría de elementos finitos

a) Introducción a la teoría de elementos finitos

En el análisis sísmico, la teoría de elementos finitos se usa para modelar la respuesta de la edificación a carga sísmica. Para ello, se divide la estructura en elementos finitos, que son pequeñas porciones de la estructura con formas

geométricas simples, como triángulos o tetraedros. Estos elementos están conectados entre sí mediante nodos, donde se definen las propiedades estructurales y las condiciones de contorno. A través de las ecuaciones del equilibrio y las leyes de comportamiento de los materiales, se obtienen las soluciones numéricas que describen la respuesta de la estructura (Pepper, 2005).

Diversos investigadores han desarrollado trabajos que han ayudado a avanzar en el uso y la comprensión de esta técnica. Por ejemplo, Wang & Hsu (2001) realizó un estudio sobre el análisis sísmico reforzado utilizando la teoría de elementos finitos y concluyó que esta técnica es eficiente para evaluar la seguridad de las estructuras durante eventos sísmicos.

La teoría de elementos finitos se posiciona como una técnica previa esencial antes de aplicar otros métodos fundamentales en ingeniería. Esta teoría se encarga de la subdivisión de un cuerpo o estructura en elementos más pequeños, permitiendo así aproximar el comportamiento del sistema a través de ecuaciones matemáticas. Al emplear la teoría de elementos finitos, se pueden obtener resultados precisos y detallados de la respuesta estructural ante distintas cargas y condiciones, lo cual es de suma importancia para poder desarrollar un análisis sísmico con rigurosidad (Wang & Hsu, 2001).

b) Importancia del mallado de elementos finitos de muros de albañilería confinada en el análisis sísmico de edificios

Para obtener resultados fiables es necesario plantear el mallado de elementos finitos, que permiten simular correctamente el comportamiento de los muros ante cargas sísmicas. El mallado de elementos finitos es una técnica numérica que divide el dominio de un problema en elementos más pequeños, lo que facilita el cálculo de las propiedades físicas y mecánicas en puntos específicos

dentro de la estructura. En el caso de los muros de albañilería el mallado de elementos finitos permite modelar con precisión el comportamiento no lineal y el daño progresivo que experimentan durante un evento sísmico (Ho-Le, 1988).

La cantidad de energía de deformación que producen las cargas externas dentro de un sólido se utiliza como un criterio para determinar un mallado de los muros que proporcione resultados fiables. Cuando las cargas actúan sobre los muros, estas fuerzas externas realizan un trabajo que se transforma en energía de deformación interna, la cual se acumula en el muro al ser deformado (Juárez-Luna & Ortiz, 2021). Si los esfuerzos no alcanzan los valores umbrales del material, el trabajo realizado por la fuerza exterior se transforma completamente en energía potencial de deformación, la cual utiliza el muro para recuperar su posición original.

$$U = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i d_i \quad (3)$$

Donde P es la carga en el nodo i y d desplazamiento correspondiente del nodo en la dirección de la carga.

El mallado permite analizar la distribución y acumulación de la energía de deformación en los muros de albañilería confinada durante un evento sísmico. Mediante este método, es posible determinar los patrones de daño y las regiones críticas de la estructura, lo que resulta clave para la implementación de medidas de refuerzo y mitigación sísmica (Lo D. , 2014).

Una correcta aplicación del mallado de elementos finitos garantiza la confiabilidad del análisis sísmico. La elección de un tamaño de elemento adecuado es esencial para obtener una representación precisa del comportamiento estructural y evitar errores significativos en los resultados. Un mallado demasiado grueso puede subestimar la rigidez y resistencia de los muros, mientras que un

mallado demasiado fino puede requerir un tiempo de cálculo excesivo sin proporcionar una mejora significativa en la precisión (Zhang et al., 2005).

Además, el mallado de elementos finitos permite considerar la interacción entre los diferentes componentes de un edificio, como los muros, vigas y columnas. Esto es fundamental para comprender cómo se redistribuyen las fuerzas y deformaciones en la estructura durante un sismo, lo que a su vez influye en el comportamiento global del edificio (Lo S. H., 2002).

c) Importancia del mallado de elementos finitos en elementos estructurales de concreto armado en el análisis sísmico de edificios

En el análisis sísmico de edificios, el mallado de elementos finitos se usa para valorar el desempeño de los componentes estructurales frente a las fuerzas sísmicas. Esto implica modelar vigas, columnas y losas, de acuerdo con las propiedades físicas y mecánicas del material (Brunesi & Nascimbene, 2014).

Según investigaciones previas, se ha demostrado que el tamaño y la calidad del mallado de elementos finitos tienen un impacto significativo en la precisión de los resultados del análisis sísmico. Según Vlachakis et al. (2019), la elección adecuada del tamaño de los elementos finitos es indispensable para capturar de manera efectiva las características de deformación y respuesta sísmica de los elementos estructurales.

Además, estudios como el de Okereke et al. (2018) han mostrado que el mallado de elementos finitos más refinado, es decir, con elementos más pequeños, produce resultados más precisos y confiables en comparación con un mallado más grueso. Esto se debe a que un mallado más refinado captura mejor los cambios locales y las irregularidades geométricas de los elementos estructurales, lo que a

su vez permite una estimación más precisa de las tensiones y deformaciones inducidas por el sismo.

En relación con las propiedades mecánicas del material, es importante tener en cuenta que el análisis sísmico de edificios involucra la consideración de su comportamiento inelástico y la capacidad de disipación de energía. Según investigaciones como la de Earij et al. (2017), el mallado de elementos finitos precisa tener en cuenta las características no lineales del material, como el comportamiento de endurecimiento y ablandamiento del concreto y del acero de refuerzo.

Por tanto, la elección adecuada del tamaño y la calidad del mallado de elementos finitos tiene un impacto significativo en la precisión de los resultados del análisis. Un mallado más refinado captura mejor los cambios locales y las irregularidades geométricas de los elementos, permitiendo estimaciones más precisas de las tensiones y deformaciones inducidas por el sismo.

d) Problemas al sobremeshear o al no meshear los componentes de una estructura en el análisis sísmico de edificios

En particular, en el análisis sísmico de edificios, el mallado de elementos finitos es importante para garantizar el comportamiento adecuado de la estructura frente a eventos sísmicos. Sin embargo, existen problemas asociados tanto al sobremesheo como a la falta de mesheo en los componentes de una estructura.

El sobremesheo se refiere a la subdivisión excesiva de los elementos finitos en un componente estructural, mientras que la falta de mesheo implica la falta de subdivisión adecuada. Ambos problemas pueden resultar en respuestas inadecuadas de la estructura durante un evento sísmico.

En primer lugar, el sobremesheo puede provocar un comportamiento anómalo en la estructura. Según investigaciones realizadas por Pasala et al. (2013), cuando se sobremeshea un componente, se produce una flexibilización excesiva del mismo. Esto significa que la rigidez del componente disminuye significativamente, lo que puede conducir a una respuesta estructural no deseada durante un terremoto. Por ejemplo, en un muro de albañilería confinada, sobremeshear los bloques y las juntas puede resultar en una deformación excesiva de las juntas y una falta de capacidad de transferir las fuerzas sísmicas.

Por otro lado, la falta de mesheo adecuado también puede causar problemas de rigidez en la estructura. Según el estudio de Katnam et al. (2013), si no se meshea correctamente un componente estructural, la rigidez de la estructura puede ser demasiado alta. Esto significa que la estructura tendrá una respuesta rígida durante un evento sísmico, lo que puede resultar en una mayor demanda de fuerzas y momentos en los elementos estructurales. Además, la falta de mesheo también puede causar discontinuidades en la distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la estructura, lo que resulta en una respuesta no uniforme y desfavorable.

Por tanto, es importante realizar un estudio adecuado que permita definir el mallado adecuado para los componentes estructurales en el análisis sísmico. Según el trabajo de González & Pérez (2010), este estudio debe considerar varios factores, como las características geométricas y mecánicas de los componentes, las propiedades del material y las condiciones de contorno. Además, se deben seguir las recomendaciones y criterios establecidos en los códigos de diseño sísmico, como el ASCE 7-16 ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

Muñoz (2020) argumenta que, no es recomendable “sobremeshear” porque podría flexibilizar el elemento, pero si no se “meshea” causa también problemas de rigidez. Por tanto, en términos de rigidez lateral si se excede el 1% de aproximación se flexiviza demasiado la estructura, pero si no se acerca al mismo la estructura es demasiado rígida, ante ello, se debe realizar definir el mallado (mesh) adecuado para la estructura que, se esté evaluando.

Siendo así, tanto el sobremesheo como la falta de mesheo adecuado de los componentes de una estructura pueden causar problemas de rigidez y comportamiento anómalo en el análisis sísmico de edificios. Es esencial realizar un estudio adecuado que permita definir el mallado adecuado para los muros de albañilería confinada y otros elementos estructurales, considerando las recomendaciones de los códigos de diseño sísmico.

2.2.3. Eficiencia del análisis sismorresistente para identificar rótulas plásticas a través de diferentes enfoques y técnicas

2.2.3.1. Eficiencia del análisis estático – dinámico en la identificación de rotulas plásticas

La norma E.030 a lo largo de los años ha sido participe de múltiples modificaciones que, han llevado a que, la misma sea una de las normas más destacadas del análisis sísmico en Latinoamérica (Ponce, 2022). Esta metodología combina el análisis estático, que considera únicamente el peso de la edificación, y el análisis dinámico, que verifica si la estructura cumple con los límites de derivas y desplazamientos impuestos en la normatividad.

La norma parte del análisis estático donde solo considera el peso de la edificación, para luego con el análisis dinámico, verificar si la edificación cumple con los límites de derivas y desplazamientos, siendo este el criterio que, garantiza

la capacidad estructural de una edificación, pero lo que, poco se ha estudiado es como el uso de este análisis puede llevar a determinar las rótulas plásticas, estos son puntos de colapso estructural, que generan que la edificación falle al ser sometida al abatimiento sísmico, siendo así, el reforzamiento de dichos puntos podría garantizar la seguridad de la edificación, pero para ello, es importante, tener la certeza de la eficiencia del método en la determinación de dichos puntos de colapso, para ello, la norma E.030 expresa una serie de pasos a seguir en el análisis (Paredes, 2016). No obstante, este no se representa visualmente de manera extensa como otros métodos, pero proporciona la información necesaria sobre las derivas y desplazamientos de la estructura. Esto es fundamental para determinar si existen puntos débiles que requieran reforzamiento ante eventos sísmicos.

2.2.3.2. Eficiencia del análisis estático no lineal (Pushover) en la identificación de rótulas plásticas

En este tipo de análisis, se aplica un espectro de carga que simula el movimiento del suelo durante un sismo y se evalúa la respuesta de la estructura en diferentes puntos. La principal ventaja del análisis estático no lineal es su capacidad para identificar y evaluar el comportamiento no lineal, como las rotulas plásticas, lo que, hace que, este proceso sea eficiente para conocer puntos de colapso (Gálvez, 2022).

El análisis es capaz de identificar las rotulas plásticas porque permite evaluar el comportamiento no lineal de los elementos en función de la carga aplicada. A medida que se incrementa la carga, se van generando mayores deformaciones y se llega a un punto en el que la estructura presenta una respuesta no lineal y las rotulas plásticas comienzan a activarse (Inel & Baytam, 2006).

El análisis Pushover se basa en la estimación de la capacidad de carga de la estructura en función de la deformación. Para ello, se realiza una serie de iteraciones en las que se incrementa gradualmente la carga hasta que se alcanza la capacidad de carga máxima de la estructura. En este punto, se pueden identificar las rotulas plásticas, ya que son los elementos que presentan una respuesta no lineal y deformaciones plásticas (Inel & Baytam, 2006).

La eficiencia en la identificación de rotulas plásticas se debe a que permite evaluar el estado de la estructura ante un sismo de diseño. Esto implica conocer las zonas de mayor demanda sísmica y determinar los puntos donde se concentran los desplazamientos y las deformaciones. De esta manera, se puede evaluar con precisión la capacidad estructural (Kunnath, 2004).

2.2.3.3. Eficiencia del método de elementos finitos (MEF)

El método de elementos finitos (MEF) ha demostrado ser una herramienta eficiente y precisa para la identificación de rotulas plásticas en estructuras. Se basa en la discretización en elementos finitos, aproximando su comportamiento mediante ecuaciones matemáticas. Esto permite simular el comportamiento sísmico y determinar las fuerzas y deformaciones en cada elemento.

Cortez & Sotomayor (2007), utilizaron el MEF para analizar una variedad de estructuras y se demostraron que el método era capaz de identificar de manera precisa las zonas de plastificación en los elementos estructurales.

Corbin (1993) analizó la eficiencia del MEF en la identificación de rotulas plásticas en estructuras de acero. Modelaron diferentes tipos de conexiones de acero, y encontraron que el método era capaz de predecir de manera precisa las rotulas plásticas y las fuerzas que actúan sobre estas.

Uno de los beneficios clave del MEF en la identificación de rotulas plásticas es su capacidad para modelar apropiadamente los materiales. Los materiales estructurales tienden a comportarse de manera no lineal durante eventos sísmicos, lo que significa que su rigidez y resistencia varían con la deformación. El MEF es capaz de tener en cuenta este comportamiento no lineal mediante la implementación de curvas de material no lineales, lo que permite una mayor precisión en la identificación de las rotulas plásticas.

En general, se considera altamente eficiente debido a su capacidad para ofrecer soluciones precisas y su versatilidad para abordar problemas complejos. Sin embargo, su eficiencia computacional puede verse afectada por la complejidad del modelo y capacidad de manejar modelos más complejos en menos tiempo (Pepper, 2005).

2.2.3.4. Nodos de falla

El análisis de nodos de falla mediante elementos finitos tiene la capacidad de capturar de manera precisa los comportamientos no lineal y localizado en puntos críticos. Durante un terremoto, los nodos de falla experimentan una respuesta dinámica compleja causada por la interacción entre las fuerzas internas y externas, como la demanda sísmica y la resistencia de los materiales.

Alta et al. (2019) llevaron a cabo un estudio numérico en el que utilizaron elementos finitos para analizar el comportamiento de un nodo de falla en una estructura de concreto armado sometida a un terremoto. Su análisis reveló la distribución precisa de las tensiones y deformaciones en el nodo de falla, lo que les permitió proponer mejoras en el diseño de la estructura.

Además de la distribución de tensiones y deformaciones, el análisis de elementos finitos también proporciona información valiosa sobre los modos de

falla y la capacidad de disipación de energía en los nodos. Yin & Shi (2018), evaluaron el desempeño sísmico de nodos de acero usando el análisis. Los resultados mostraron que se produjeron deformaciones plásticas localizadas en los nodos de falla, lo que demostró su comportamiento dúctil y su capacidad para disipar energía durante un terremoto.

Para llevar a cabo el análisis de los nodos de falla mediante elementos finitos, es necesario considerar varios factores. Se deben seleccionar los elementos adecuados que puedan capturar la no linealidad y las discontinuidades en los nodos. Esto puede incluir elementos como vigas no lineales, elementos de resorte y elementos de contacto. También es importante considerar las propiedades del material, como la dureza, la rigidez y la ductilidad, ya que estos factores influyen en el comportamiento de los nodos bajo cargas sísmicas.

2.2.4. Análisis de colapso progresivo de una edificación por un evento sísmico

Se refiere a un proceso en el cual las fallas estructurales se propagan a través de la estructura de manera incontrolada, llevando a un colapso total del edificio. Este fenómeno puede ocurrir debido a la incapacidad de los elementos estructurales para redistribuir las fuerzas en un patrón de carga alterado, causado por daños severos durante un terremoto.

Durante un evento sísmico, las fuerzas dinámicas pueden causar daños locales en la estructura, debilitando componentes clave. El análisis de colapso progresivo considera este debilitamiento y evalúa cómo estos daños podrían propagarse, comprometiendo gradualmente la estabilidad global del edificio (Rodríguez & Santiago, 2017).

El primer paso en el análisis de colapso progresivo es la identificación de los elementos estructurales más vulnerables a fallar y colapsar bajo condiciones

sísmicas extremas. Un estudio realizado por BSI (2018), señala que las conexiones entre vigas y columnas suelen ser los puntos más débiles de una estructura, y pueden fallar debido a la falta de continuidad o falta de resistencia del material utilizado en las mismas. Además, los estudios demuestran que las columnas cortas y las losas débiles también son elementos críticos en el colapso progresivo de una edificación (Mokhtar et al., 2020).

Pero, para lograr una comprensión más precisa de los posibles escenarios de daño estructural y los puntos críticos que podrían desencadenar un colapso progresivo, se debe llevar a cabo un minucioso examen de múltiples casos utilizando métodos avanzados de análisis sismorresistente.

2.2.4.1. Aplicación del método de elementos finitos previo al análisis estático-dinámico lineal o estático no lineal para verificar el colapso estructural

Rodríguez & Santiago (2017) recomiendan iniciar el análisis de una edificación con un análisis estático lineal, y si éste indica que la estructura tiene comportamiento inelástico significativo, se procede a realizar análisis no lineales, como el análisis estático Pushover, no obstante, también resalta la importancia de la aplicación de métodos de elementos finitos previo a la aplicación del análisis estático lineal o no lineal (denominado como elementos finitos aplicados, por estar aplicándolos previamente a otro tipo de análisis sísmico), ya que, si bien es cierto todo programa de modelamiento parte de la teoría de elementos finitos, este no define el campo del mesh (mxn), sino que, lo hace el modelador, siendo así, el modelador debe plantear un mallado con aproximación de probabilidad 1, para evitar problemas de sobremeshado o problemas por mantener el mesheado de defecto dado por todo programa de modelamiento sismorresistente. En tanto, para los tres tipos de análisis (Estático lineal, Dinámico lineal y Estático no lineal), se

debe verificar las rótulas plásticas o puntos de colapso para tener una aproximación de las consecuencias de un evento sísmico en la edificación.

Por tanto, en el ámbito de la evaluación de la integridad estructural, se han implementado herramientas de modelado y simulación de vanguardia con el fin de analizar exhaustivamente el comportamiento de elementos dañados, tales como grietas, deformaciones y fallos locales. Entre estas técnicas destaca el método de elementos finitos, el cual ha demostrado ser altamente efectivo en la predicción y evaluación de la propagación y colapso en cascada de dichos elementos (Rodríguez & Santiago, 2017).

2.3. Marco conceptual

2.3.1. Análisis sísmico

El análisis sísmico es un proceso que se utiliza para evaluar y predecir el comportamiento de una estructura ante la acción de un terremoto. Se basa en principios de la ingeniería sísmica y la mecánica de estructuras para determinar las fuerzas y deformaciones que experimentará la estructura durante un sismo.

Análisis sísmico lineal. Es un enfoque utilizado para evaluar la respuesta de una estructura ante un terremoto, asumiendo que el comportamiento de la estructura es elástico y que las deformaciones son proporcionales a las fuerzas aplicadas. Este enfoque es útil para obtener una primera estimación de las fuerzas y deformaciones en una estructura, pero no tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y las conexiones (Riva, 2021).

Análisis no lineal. Es un enfoque más avanzado que tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y las conexiones de una estructura. Se usa para evaluar la respuesta de una estructura en situaciones de carga extrema,

donde las deformaciones de los elementos de la estructura pueden ser significativas y no proporcionales a las fuerzas (Riva, 2021).

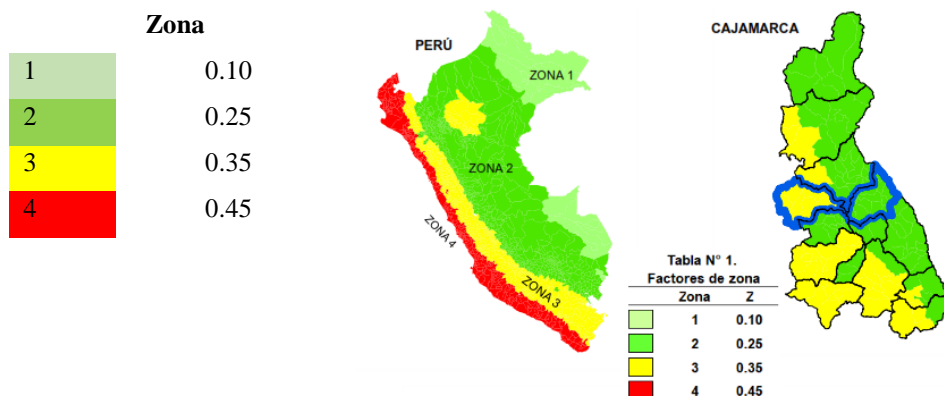
Análisis de elementos finitos aplicados. Se basa en la discretización de la estructura en elementos más pequeños llamados elementos finitos. Cada elemento finito se modela de acuerdo con su comportamiento y se utiliza para calcular las fuerzas y deformaciones en la estructura. Este enfoque permite obtener una representación más precisa del comportamiento de la estructura, pero requiere una mayor cantidad de cálculos y datos de entrada. Implica la aplicación de la técnica de elementos finitos previo al análisis sísmico lineal y/o no lineal de una estructura (Rodríguez & Santiago, 2017).

2.3.2. *Parámetros sísmicos según la norma E.030*

Zonificación. El territorio nacional está integrado por cuatro zonas sísmicas de acuerdo a las características tectónicas (MCVS, 2018).

Figura 4

Zonas Sísmicas en el País



Nota: Norma E.030 (MCVS, 2018).

Perfil de suelo. El suelo es el material intemperizado con contenido orgánico que de acuerdo al sistema de clasificación de suelos (SUCS) puede ser: gravas, arena, limos, arcillas y suelo orgánico de acuerdo a sus características granulométricas y de plasticidad (Briones & Irigoín, 2015). De acuerdo a la norma E.030 (MCVS,

2018) los tipos de perfiles de suelos son cinco: S_0 , S_1 , S_2 , S_3 y S_4 , mismos que permiten definir el factor de suelo “S” y los periodos T_p y T_L .

Tabla 1

Valores Típicos para los Distintos Tipos de Perfiles de Suelo

Perfil	Suelo	V_s (m/s)	N_{60}	S_u (kPa)
S_0	Roca dura	> 1500	-	-
S_1	Rígido	500 a 1500	> 50	>100
S_2	Intermedio	180 a 500	15 a 50	50 a 100
S_3	Blando	< 180	< 15	25 a 50
S_4	Excepcionales	Según el EMS		

Nota: Norma E. 030 (MCVS, 2018).

Categoría de las edificaciones y factor de uso (U). Las edificaciones son categorizadas en relación a su uso constructivo y en base a ello se le da un factor U, mismo que es 1 para edificaciones con aisladores (MCVS, 2018).

Tabla 2

Categoría de las Edificaciones y Factor “u”

Categoría	Edificaciones	Factor u
A	A1: Establecimientos de salud públicos y privados del segundo y tercer nivel	Ver nota 1
	A2: Edificaciones vitales para emergencias y funcionamiento gubernamental, como instituciones educativas, y estructuras con riesgo adicional, además de sitios que almacenen información del Estado.	1.5
B Importantes	Incluyen lugares con mucha concurrencia	1.3
C Comunes	Son viviendas, oficinas, hoteles y otros.	1.0

Nota: (1) En nuevas edificaciones de categoría A1 en zonas sísmicas 4 y 3, se requiere aislamiento sísmico en la base. En zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable decide su uso. Si no se usa en zonas 1 y 2, el valor mínimo de U es 1.5. Además, se asegura la resistencia y rigidez lateral adecuadas, a discreción del proyectista

Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o). Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales utilizados en cada dirección. Si la edificación cuenta con más de un sistema

estructural en una dirección, se considera el coeficiente de reducción R_o más bajo correspondiente (MCVS, 2018).

Tabla 3

Sistemas Estructurales

Sistema Estructura	Concreto Armado:				Albañilería Armada o Confinada
	Pórticos	Dual	De muros estructurales	Muros de ductilidad limitada	
Coeficiente Básico de Reducción (R_o)	8	7	6	4	3

Nota: (*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido (Norma E.030, MVCS, 2018).

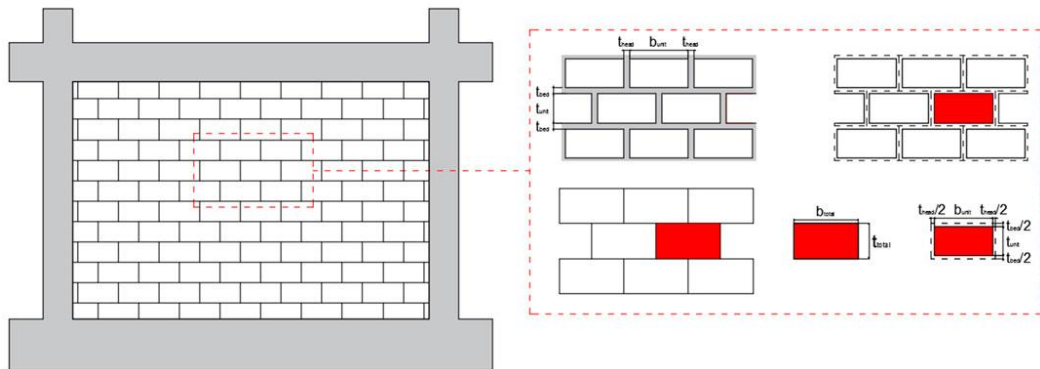
Factores de irregularidad. Estos factores solo aplican a aquellas edificaciones que presenten algún tipo de irregularidad en altura (I_a) y/o en planta (I_p), si no presentan ninguna irregularidad el factor es 1 (MCVS, 2018).

2.3.3. Análisis de resistencia de los elementos estructurales

2.3.3.1. Elementos estructurales

Muros portantes. Elementos estructurales conformados por unidades de albañilería que tienen la capacidad de soportar cargas verticales y transferir el peso de la construcción hacia los cimientos. En este tipo de elementos estructurales la resistencia lo dan las unidades de albañilería, pero aun así se solicita que los elementos de confinamiento (vigas y columnas) tengan al menos una resistencia a compresión de f'_c 175 kg/cm² (MVCS, 2006).

Figura 5 Muro de Albañilería y su Enfoque de Modelado de la Resistencia



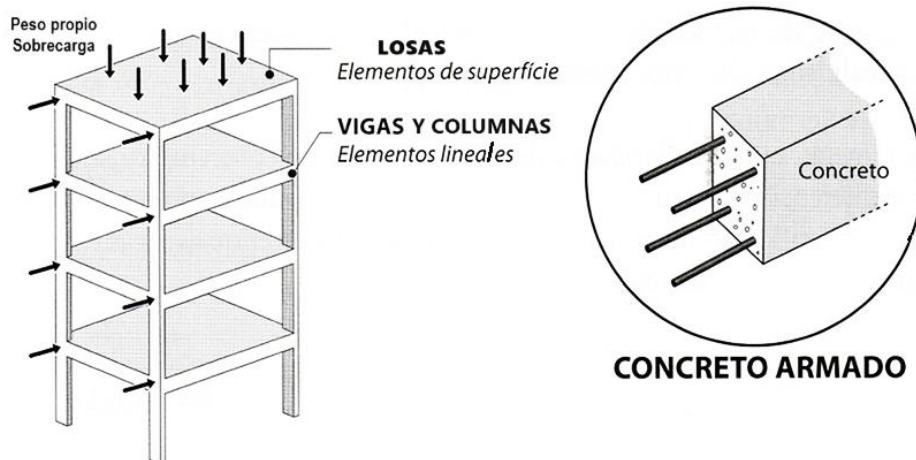
Nota: (Bouarroudj & Boaudaoud, 2022).

Columnas. Elementos estructurales verticales lo bastante delgados en relación a su longitud, que soportan apropiadamente esfuerzos de compresión. Según el material son más usuales las columnas de concreto armado (Marchena , 2019).

Vigas. Elementos estructurales lineales que trabajan principalmente a flexión, con tensiones de tracción y compresión calculadas en base al momento flector y segundo momento de inercia (Blas, 2018).

Losas. Elementos estructurales horizontales que se utilizan en la construcción de edificios y otras estructuras. Estas losas están compuestas por una capa de concreto reforzado con barras de acero (Blas, 2018).

Figura 6 Edificio con Elementos Estructurales de Concreto Armado



Nota: (Rolim, 2020).

2.3.3.2. Resistencia a la compresión del concreto (f'_c)

La resistencia a la compresión es un indicador común de la calidad del concreto y es esencial en el diseño de estructuras (Contreras, 2014). Este valor también puede ser un indicador del módulo de elasticidad por medio del cálculo del mismo, usando la resistencia estimada (Delgado & Legarda, 2011). Generalmente varía entre 210 y 350 kg/cm² (Contreras, 2014).

$$\text{Módulo de elasticidad} \rightarrow E = 15100 \times \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

2.3.3.3. Ensayos no destructivos en concreto (Esclerometría)

Los métodos de ensayo no destructivos permiten evaluar propiedades del concreto endurecido sin alterar sus características o dimensiones de forma permanente. Existen diversos métodos no destructivos para concreto. La elección del método dependerá de la propiedad a medir y las circunstancias de evaluación específicas, entre estos métodos se tiene el ensayo de esclerometría o prueba del martillo de Rebote (Zambrano, 2017). La esclerometría es un método de ensayo no destructivo utilizado para medir la resistencia a la compresión de un material, generalmente el concreto utilizando un dispositivo llamado esclerómetro.

2.3.4. Análisis de metrado de cargas

De acuerdo a la norma E.020 (MVCS, 2006), los edificios deben tener la capacidad para soportar las cargas que se le solicite como parte de su usanza dada, estas cargas funcionarán en combinaciones para el diseño estructural.

Carga muerta. Esta carga representa el peso propio del edificio y sus elementos permanentes como paredes, materiales estructurales y otros componentes.

Carga viva. Se refiere al peso de elementos móviles, como habitantes, muebles, dispositivos y otras cargas temporales resistidas por la construcción.

Tabla 4*Cargas Vivas Mínimas Repartidas*

Ocupación / uso	Almacenes	Fijos, (no apilables)	Salones	Talleres	Laboratorios, biblioteca, baños	Pasadizos, escaleras
Cargas, repartidas (kgf/m ²)	500	750	250	350	300	400

Nota: norma E.020 (MVCS, 2006).

Tabla 5*Carga Viva del Techo*

Techos	Carga (kgf/m ²)
Con inclinación de 3°	100
Techos, inclinación > 3°	100 kgf/m ² , reducida en 5 kgf/m ² /cada grado empinado mayor a 3°. Mín. 50 kgf/m ² .
Con cubiertas leves, cualquier pendiente	30 kgf/m ²

Nota: adaptado de la norma E.020 (MCVS, 2018)

Requisitos de resistencia. La norma E.060 (MVCS, 2009) establece la resistencia requerida en una edificación a partir de la combinación de la carga muerta (CM), viva (CV), viva de techo (CVT) y sismo (CSx y/o CSy). Existen distintas combinaciones de carga que, se usan según los requerimientos de la estructura:

$$U = 1.4 CM + 1.7(CV + CVT) \quad (5)$$

$$U = 0.90CM \pm CSx \text{ o } U = 0.90CM \pm CSy \quad (6)$$

2.3.5. Análisis estático – dinámico lineal de acuerdo a la norma E.030:2018

Es una metodología utilizada en ingeniería estructural para estudiar y evaluar el comportamiento de una estructura ante la acción de un terremoto. El análisis sísmico estático-dinámico lineal considera tanto el efecto de las fuerzas estáticas como el de las fuerzas dinámicas generadas por el movimiento del suelo durante un terremoto, y se rige por la norma peruana E.030 (MCVS, 2018).

2.3.5.1. Análisis estático (MCVS, 2018)

Es un tipo de análisis para determinar las condiciones de equilibrio de una estructura considerando solamente las fuerzas estáticas que actúan sobre ella.

Fuerza cortante en la base. Es la resistencia que debe tener la estructura para soportar cargas laterales o horizontales que puedan actuar sobre ella.

$$v = \frac{Z.u.c.s}{R} \cdot P \quad (7)$$

$$\frac{c}{R} \geq 0.11 \quad (8)$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura. Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (9)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (10)$$

Donde: n , es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), a) Para $T \leq 0.5$ s, $k = 1.0$, b) Para $T > 0.5$ s, $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$.

Periodo fundamental de vibración (T). Es el tiempo necesario para que una estructura complete un ciclo de vibración en su modo fundamental.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (11)$$

Donde: C_t 35 para edificios con pórticos de concreto y 0.60 para albañilería.

2.3.5.2. Análisis dinámico

Es un tipo de análisis utilizado para estudiar el comportamiento estructural en respuesta a cargas dinámicas, como vibraciones, impactos o movimientos sísmicos. En este análisis, se considera tanto la masa como las fuerzas inerciales, teniendo en cuenta las deformaciones y aceleraciones que pueden generarse debido a las cargas dinámicas (MCVS, 2018).

Modos de vibración. Se evalúan los modos de vibración que representen al menos el 90% de la masa total del sistema, priorizando al menos los tres modos de vibración principales. Los dos primeros modos deben ser de traslación, y el tercero modo de rotación (MCVS, 2018).

Aceleración espectral. Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por: (MCVS, 2018)

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (12)$$

Para el análisis vertical puede usarse un espectro igual a 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0.2 T_p$) en la que se considera: (MCVS, 2018)

$$T < 0.2T_p \quad (13)$$

$$C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \quad (14)$$

Fuerza cortante mínima. Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares (MCVS, 2018).

2.3.5.3. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad (MCVS, 2018)

Determinación de desplazamientos. Para estructuras regulares es 0.75 R y para irregulares 0.85 R.

Desplazamientos laterales relativos admisibles. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión).

Tabla 6*Límites para la Distorsión del Entrepiso*

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Albañilería	0.005
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota: (Norma E.030, MVCS, 2018).

Separación entre edificios (s). Toda estructura está separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “S” no menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni mayor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m \quad (15)$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Redundancia. 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 diseña para el 125% de dicha fuerza.

Verificación de resistencia última. Esta disposición no constituye una exigencia de la Norma E.030 (MCVS, 2018).

2.3.6. *Análisis estático no lineal por desempeño (Pushover)*

Es una técnica de análisis estructural que evalúa la capacidad de resistencia de un edificio o estructura ante cargas sísmicas. A diferencia del análisis estático lineal, el análisis estático no lineal tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la interacción entre sus elementos. El análisis por desempeño (o Pushover) evalúa la capacidad de la estructura para resistir el movimiento sísmico de manera progresiva, lo que permite identificar los puntos débiles y determinar el nivel de daño esperado (Soto, 2015).

2.3.6.1. Niveles de amenaza sísmica

Son clasificaciones que indican la probabilidad de que ocurra un determinado nivel de intensidad de un terremoto en una región específica. Se definen tres niveles de terremoto: Sismo de Servicio (SE), de Diseño (DE) y Máximo (ME). Estos niveles representan distintos grados de intensidad sísmica que pueden afectar una estructura (Paredes, 2016).

Tabla 7

Niveles de Amenaza Sísmica

Nivel sísmico	% del sismo de diseño	Probabilidad de excedencia
Serviciabilidad (Frecuente)	50	50% en 50 años
Diseño	100	10% en 50 años
Máximo	125-150	5% en 50 años

Nota: (ACT-40, 1996).

2.3.6.2. Niveles de desempeño sísmico

Son criterios establecidos para evaluar y clasificar el comportamiento de una estructura ante un terremoto (Bolaños, 2015). Estos niveles definen el grado de resistencia que se espera de la edificación ante sismos.

- SP-1 (Ocupación Inmediata): Daños mínimos, la edificación funciona con normalidad.
- SP-2 (Daño Controlado): Daños pequeños, efectos negativos pueden ser experimentados.
- SP-3 (Seguridad): Daños que no comprometen la seguridad, posibles reparaciones necesarias.
- SP-4 (Seguridad Limitada): Reforzamiento requerido en algunos elementos estructurales.
- SP-5 (Estabilidad Estructural): Riesgo alto de colapso, daños significativos.

- SP-6 (No Considerado): Evaluación de daños no estructurales o necesidad de refuerzo adicional.

2.3.6.3. Objetivos de desempeño

Estos objetivos apuntan a garantizar cierto nivel de seguridad y protección para la edificación, determinando el grado de daño aceptable y las acciones necesarias para alcanzarlo (Paredes, 2016).

Figura 7

Objetivos de Desempeño según ATC-40

		Nivel de desempeño del edificio			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Nivel de sismo de diseño	Sismo de servicio	P	NA	NA	NA
	Sismo de diseño	P	P	P	NA
	Sismo máximo	NA	P	P	P

Nota: (ACT-40, 1996).

2.3.6.4. Curva de capacidad

Conciérne la resistencia de la estructura versus el desplazamiento. Esta curva brinda información sobre cómo la estructura responde a fuerzas horizontales, como las generadas por un evento sísmico, y permite visualizar cuánto puede deformarse o desplazarse un edificio antes de alcanzar un punto crítico (Paredes, 2016).

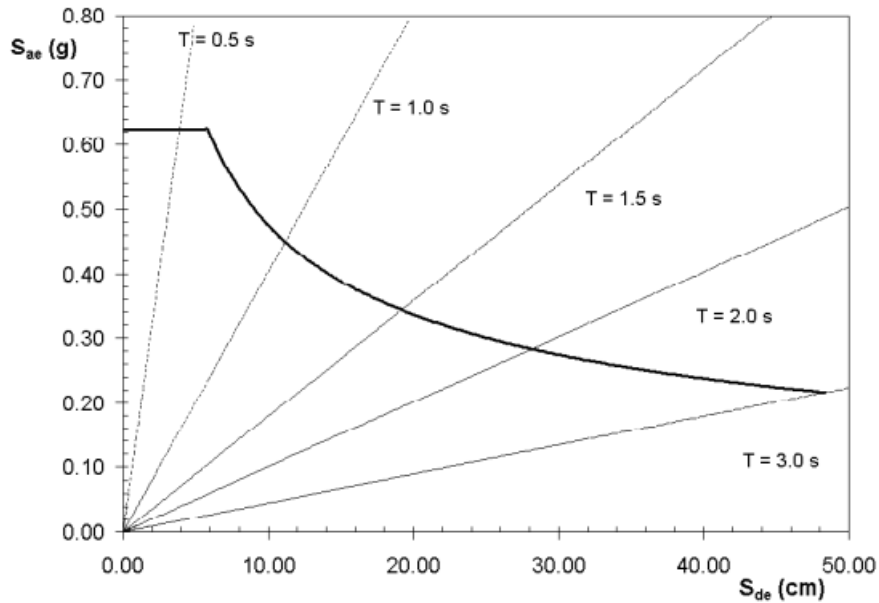
2.3.6.5. Espectro de demanda

Es una gráfica de la intensidad del movimiento sísmico que puede esperarse en una región determinada. El espectro de demanda muestra cómo varía la demanda sísmica en función de la frecuencia del terremoto. Se utiliza para evaluar la

respuesta de una estructura ante el movimiento sísmico y compararla con su capacidad de resistencia. Está en el formato aceleración versus periodo, por tanto, se debe hacer la conversión a un formato S_a vs S_d (Paredes, 2016).

Figura 8

Representación del Espectro de Respuesta



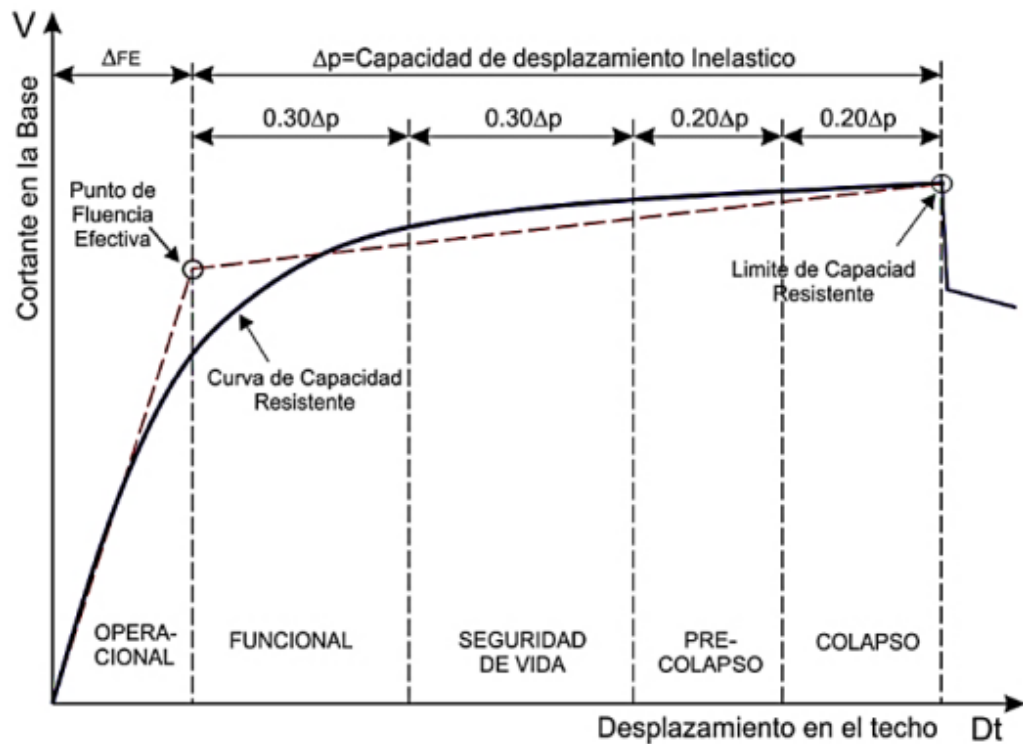
Nota: (ACT-40, 1996).

2.3.6.6. Espectro de capacidad

Es una gráfica de la capacidad de resistencia de una edificación ante diferentes niveles de demanda sísmica. El espectro de capacidad muestra cómo varía la capacidad de la estructura en función de la intensidad del terremoto. Se utiliza para evaluar el desempeño sísmico de una estructura y determinar si cumple con los niveles de desempeño establecidos (Paredes, 2016).

Figura 9

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



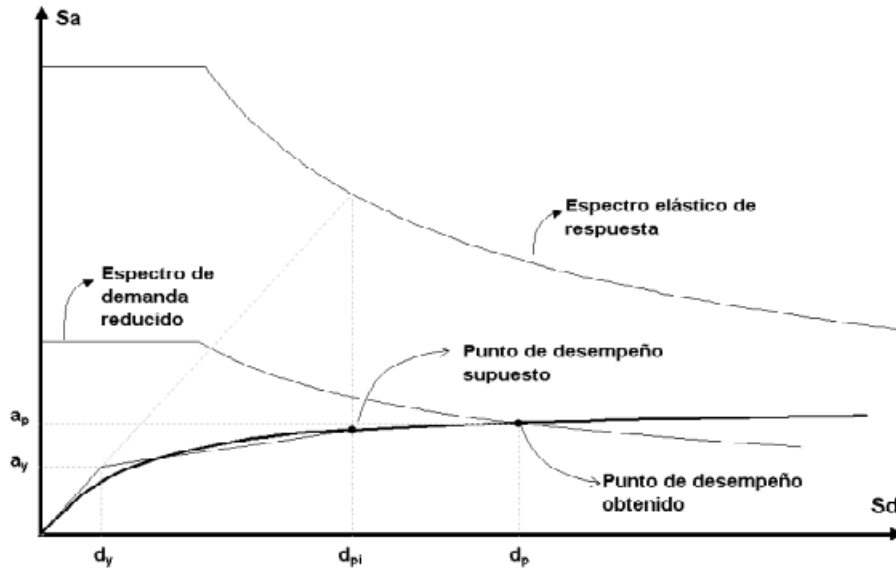
Nota: (Vega, 2020).

2.3.6.7. Punto de desempeño

Punto que resulta de la intersección del Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda. Se tendrá un nivel esperado de desempeño de la estructura ante una demanda sísmica específica (Paredes, 2016). El punto de desempeño es el punto en el cual el desplazamiento o la capacidad de carga de la estructura coinciden con la demanda sísmica, lo que indica el nivel de respuesta esperado.

Figura 10

Diagrama del Punto de Desempeño



Nota: (ACT-40, 1996).

2.3.6.8. Límites de desempeño

Según Cabrera (2022) son límites de aceptabilidad global del edificio (deriva lateral), o límites de aceptabilidad de componentes. También pueden referirse a límites de aceptabilidad de componentes, marcando la cantidad máxima de daño o deformación permitida en partes específicas de la estructura. En este contexto se refieren a los niveles predefinidos que se utilizan para evaluar la capacidad de una estructura para resistir cargas sísmicas.

Tabla 8

Límites de Deriva, ATC-40



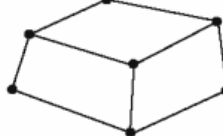
Deriva, límite, de, entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Total, máxima	0.001	0.001 a 0.002	0.02	$0.33 \times \frac{V_i}{P_i}$
Inelástica máxima	0.005	0.005 a 0.015	Sin límite	Sin límite

Nota: V_i es la cortante total, P_i es la carga de gravedad total en el piso i (ACT-40, 1996).

2.3.7. *Análisis sísmico por el Método De Elementos Finitos (MEF)*

Este método descompone la estructura en pequeños elementos finitos, modelando su comportamiento físico y mecánico mediante ecuaciones matemáticas. Luego, se aplican las leyes de la física, como las ecuaciones de movimiento y las propiedades del material, para simular cómo la estructura responde a las fuerzas sísmicas. Esto permite calcular y predecir con precisión los desplazamientos, las deformaciones y las tensiones que experimentará la estructura durante un terremoto, lo que ayuda a diseñar edificaciones más seguras (Benaroya & Rehak, 1988). El Método de Elementos Finitos (MEF) se basa en dividir una estructura en pequeñas partículas de tamaño finito llamadas elementos finitos. Esta transformación de la estructura en segmentos más pequeños se conoce como discretización (Argel & Herrera, 2016). El MEF divide la estructura en elementos más pequeños (como triángulos o tetraedros en 2D y 3D, respectivamente) para simplificar el análisis.

Tabla 9 *Tipos de elementos Utilizados en el MEF*

Elementos del mallado		Descripción
Elementos de tipo lineal (1D)	Resorte, barras y Vigas	
Elementos Planos (2D)	Membranas y placas	
Elementos sólidos (3D)	Se usan para modelar y analizar estructuras tridimensionales más complejas	

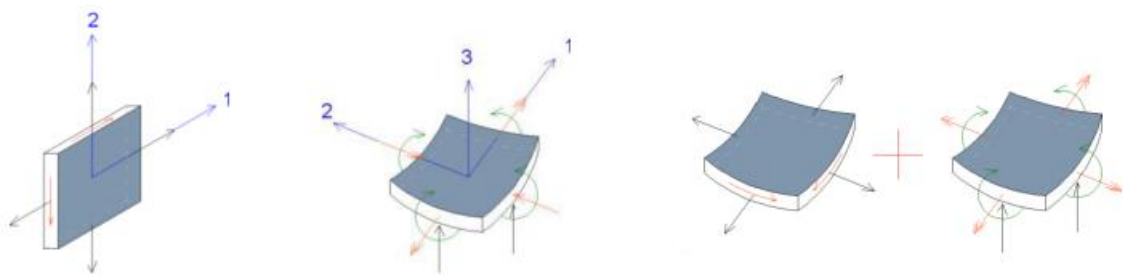
Nota: (Celigiüeta, 2011)

La representación de un dominio físico mediante elementos finitos se conoce como malla. En el método de los elementos finitos, esta malla se forma por un conjunto de elementos de tamaño finito. Además, los resultados obtenidos en un

análisis por elementos finitos, como las deflexiones y los esfuerzos, se suelen dar en los nodos. Cada nodo tiene seis posibles grados de libertad, que pueden ser movimientos de traslación y/o rotación. Estos seis grados de libertad implican que un nodo en particular puede desplazarse en tres direcciones de traslación: X, Y, Z (Argel & Herrera, 2016).

Figura 11

Procederes de un Elemento de Área de Acuerdo a las Cargas



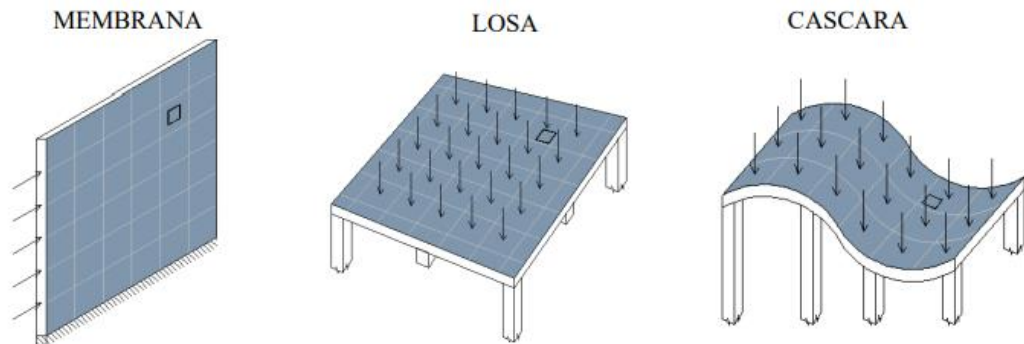
Nota: Tobarda & de Izcue, 2009, citado por (Argel & Herrera, 2016).

En base a la experiencia en el uso del método de elementos finitos (MEF), se recomienda realizar un refinamiento de la malla de elementos finitos en áreas donde se presentan concentraciones elevadas de esfuerzos, cambios abruptos en la geometría o cerca de las condiciones de frontera o cargas aplicadas. Sin embargo, este refinamiento no es necesario cuando se busca obtener los desplazamientos (Bermejo, 2015).

En el programa ETABS, los objetos de área pueden utilizarse para modelar los muros y losas de un edificio mediante una malla de elementos finitos, o como una herramienta para distribuir las cargas. En estos objetos de área, se puede asignar o no una sección transversal de un tipo específico (Argel & Herrera, 2016). Los objetos de área que tienen propiedades de sección se emplean en el análisis por elementos finitos y se agrupan según su orientación en el modelo en objetos de área tipo muro (vertical), tipo piso (horizontal) y tipo rampa (diagonal).

Figura 12

Malla de Elementos Finitos en Estructuras Bidimensionales



Nota: Tobarda & de Izcue, 2009, citado por (Argel & Herrera, 2016).

2.3.7.1. Ventajas y desventajas del uso del MEF

El MEF se destaca por su capacidad para modelar sistemas mediante la subdivisión de estructuras en elementos discretos, permitiendo representar con precisión tanto el comportamiento lineal como no lineal de materiales y estructuras. La clave de su eficacia radica en la formulación de matrices y la resolución numérica de sistemas de ecuaciones, proporcionando resultados detallados sobre tensiones, deformaciones y respuestas estructurales ante diversas cargas (Rasmussen et al., 2008).

Una de las fortalezas fundamentales del MEF reside en su versatilidad para modelar fenómenos complejos, como la propagación de grietas o fallas, permitiendo comprender el comportamiento de la estructura ante cargas extremas. Sin embargo, a diferencia de algunos softwares comerciales, encontrar recursos y tutoriales accesibles en línea puede ser limitado, lo que dificulta su adopción y comprensión para nuevos usuarios. Además, la calidad y el detalle del mallado utilizado para discretizar la estructura tienen un impacto directo en la precisión de los resultados y en el tiempo de procesamiento, lo que puede aumentar el costo y la complejidad de la simulación (Rasmussen et al., 2008).

2.3.8. *Colapso de una edificación por un evento sísmico*

El colapso progresivo se define como la falla parcial o total de la estructura debido a la pérdida de uno de sus elementos estructurales principales (El-desoqi et al., 2020). El colapso de una edificación conlleva a un deterioro o fallo que varía en proporción a la magnitud del evento inicial. El colapso progresivo se origina por la falla de un elemento estructural ante un evento excepcional, lo que provoca daños secuenciales que no guardan proporción con el evento inicial (Rodríguez & Santiago, 2017). El colapso de una edificación por un evento sísmico se refiere al fracaso completo de la estructura, resultando en la pérdida total de su capacidad de soporte y llevando al derrumbe total o parcial del edificio. Este colapso puede ser causado por la falta de resistencia estructural para resistir las fuerzas sísmicas generadas durante un terremoto (El-desoqi et al., 2020).

En cambio, el pre colapso de una edificación en un sismo se refiere a los signos previos que indican que la estructura está en riesgo de colapsar durante un terremoto. Estos signos pueden manifestarse de diferentes formas y es importante reconocerlos para tomar las medidas necesarias y prevenir una tragedia. Siendo los indicadores de pre colapso las fallas post sismo en una edificación, asentamientos diferenciales, debilidad en las conexiones, deformaciones, agrietamiento entre otros (Rodríguez & Santiago, 2017).

En términos de seguridad y deseabilidad, es mejor detectar y abordar el pre colapso de una edificación antes de que ocurra un terremoto. Esto es porque el pre colapso se considera como una advertencia temprana de problemas estructurales y proporciona la oportunidad de tomar medidas preventivas para fortalecer y reparar la edificación antes de que ocurra un sismo (El-desoqi et al., 2020).

2.3.9. Tipo de fallas post sismo en una edificación

Una falla estructural ocurre cuando uno o varios elementos estructurales no cumplen de manera adecuada con su función principal. A nivel estructural, se considera que ha habido una falla cuando el elemento ha experimentado cambios en sus condiciones a lo largo de su vida, lo que provoca alteraciones en su rigidez y resistencia. En muchos casos, estas fallas se deben a técnicas de construcción que inducen errores o desviaciones con respecto a las condiciones de diseño (Chavez & Espíritu, 2019).

2.3.9.1. Fallos más comunes en elementos de concreto armado (Blossiers & Morales, 2020)

Falla por flexión: Esto ocurre cuando las deformaciones causadas por el sismo hacen que las vigas o columnas se flexionen excesivamente, lo que puede provocar grietas, fisuras o incluso fracturas en la sección de concreto. También puede haber un desprendimiento de la armadura si no está anclada adecuadamente.

Falla por cortante: Si la fuerza cortante debida al sismo excede la capacidad de resistencia al cortante de las vigas o columnas, se puede producir un desplazamiento relativo entre el concreto y las barras de refuerzo, lo que provoca grietas diagonales en la sección.

Falla por compresión: Si las columnas están sometidas a cargas de compresión excesivas debido al sismo, pueden colapsar por aplastamiento o pandeo. Esto puede ocurrir si la sección de la columna es insuficiente o si el refuerzo no se ha diseñado correctamente para resistir las fuerzas de compresión.

Falla por desprendimiento de la armadura: Las vibraciones y deformaciones causadas por el sismo pueden provocar el desprendimiento de las barras de

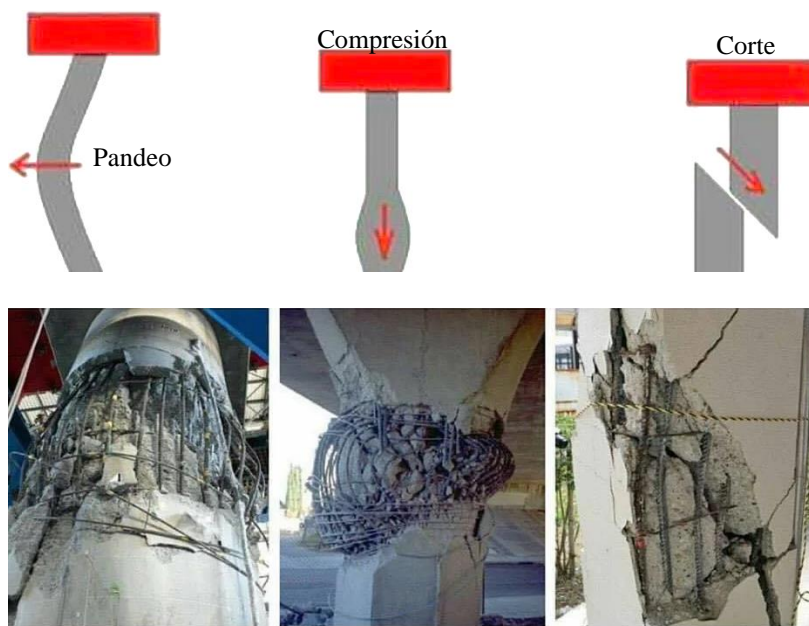
refuerzo si no están correctamente ancladas al concreto. Esto puede debilitar significativamente la resistencia y rigidez de las vigas y columnas.

Falla por fatiga: En casos de sismos repetidos o eventos sísmicos prolongados, las vigas y columnas pueden experimentar fatiga debido a la acumulación de deformaciones cíclicas. Esto puede llevar a una disminución de la capacidad de carga y a la aparición de fracturas en el concreto y el refuerzo.

Fallo por adherencia: Esto ocurre cuando la adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo es insuficiente, lo que provoca un deslizamiento relativo entre ellos. Este fallo puede causar una disminución en la rigidez del elemento.

Figura 13

Fallas en Elementos de Concreto Armado



Nota: (Structural Engineering, 2020).

2.3.9.2. Fallos más comunes en muros de albañilería (Chavez & Espíritu, 2019)

Falla por corte. La falla por corte en muros de albañilería se caracteriza por grietas diagonales debido a tensiones de tracción, y se desencadena por la acumulación de energía en el muro. Aunque se intenta disipar a través de grietas

por flexión, estas suelen formarse primero en las columnas. Esta acumulación de energía puede dañar los elementos de confinamiento de forma rápida y enérgica.

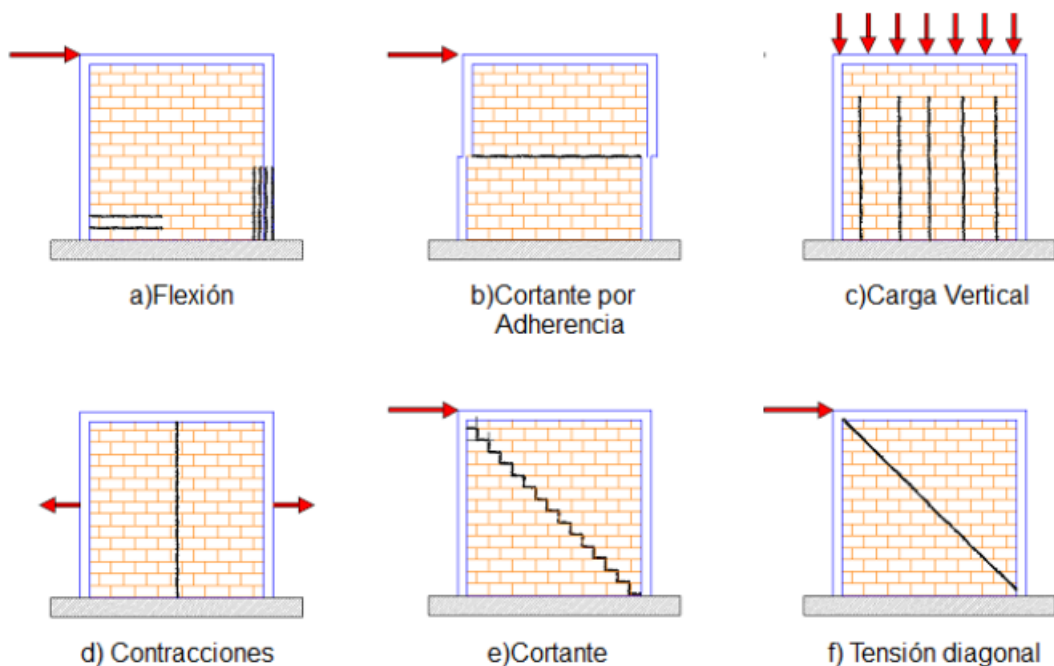
Falla por flexión. Esta situación ocurre cuando los pilares de refuerzo (vigas y columnas) están sometidos a tensiones significativas, lo que provoca que los hierros longitudinales se deformen y, por consiguiente, se produzca una falla por compresión debido a la flexión en la base del muro (sobrecimiento).

Falla por aplastamiento. Esta falla es común durante un terremoto, y ocurre cuando los bloques de albañilería se separan de los elementos de refuerzo.

Tensión diagonal. Cuando un muro no es capaz de resistir los esfuerzos de tensión diagonal que actúan sobre él. Esta tensión se produce por cargas laterales y puede provocar grietas diagonales si no se ha considerado adecuadamente la capacidad de resistencia a este tipo de esfuerzos en el diseño del muro.

Figura 14

Fallas en Muros de Albañilería Confinada



Nota: (Jiménez, 2015).

2.3.10. Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas, representadas como puntos en elementos estructurales, tienen la capacidad de disipar energía al rotar cuando alcanzan su límite de absorción de momento a flexión. Esto provoca la redistribución de esfuerzos hacia elementos cercanos a la rótula plástica, actuando como mecanismos de disipación de energía (Llamo-Iza, 2015). Estas conexiones son clave para evitar la concentración de esfuerzos en puntos específicos de la estructura. Al permitir la rotación controlada, las rótulas plásticas ayudan a prevenir la falla súbita y catastrófica de la estructura al redistribuir las tensiones a lo largo de la conexión.

Las rótulas más frecuentes son: (Rodríguez & Santiago, 2017)

Rótulas por flexión. La formación de una rótula plástica puede ocurrir debido a la acción de un momento flector que supera el momento cedente de un elemento.

Rótulas de interacción carga axial-momento. Describe el comportamiento de un elemento que se somete a condiciones axiales y de flexión combinados.

Las rótulas plásticas se utilizan para mejorar la capacidad de las estructuras de resistir cargas extremas y para reducir los daños en caso de eventos sísmicos u otras situaciones de carga excepcionales. Siendo así, la edificación debe cumplir ciertos criterios de protección evitando así el colapso progresivo (Tabla 10).

Tabla 10 Niveles de Protección de Edificios Nuevos y Existentes

Nivel de protección	Daño potencial	Peligro potencial	Lesión potencial
Por debajo de los estándares	Inutilizables (1)	Graves	Daño moderado
Muy bajo	Graves	Daño moderado	Daños menores
Bajo	Daño moderado	Daños menores	Daños mínimo
Medio	Daños menores	Daños mínimo	Daños mínimo
Alta	Daños mínimo	Daños mínimo	Daños mínimo

Nota: 1 Este no es un nivel de protección y nunca debe ser un objetivo de diseño. Sólo define.

Tomado de la Unified Facilities Criteria (UFC) ((Department of Defense y United States of America, 2003).

2.3.11. Simulación de colapso de una estructura

Es un proceso complejo que implica modelar y analizar el comportamiento estructural de un sistema cuando este alcanza su límite de resistencia y pierde su capacidad de soporte. La simulación de colapso de una estructura implica el uso de software especializado en análisis estructural. Hay diferentes programas disponibles en el mercado que permiten realizar estas simulaciones, como SAP2000, ETABS, ANSYS, ABAQUS, entre otros. Estos programas utilizan métodos numéricos y modelos matemáticos para simular el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones y cargas. El proceso de simulación de colapso generalmente implica los siguientes pasos: (Grunwald et al., 2018)

Modelado de la estructura. Se construye un modelo estructural detallado que represente fielmente la geometría, los materiales y las condiciones de carga reales de la estructura a analizar.

Condiciones de contorno y cargas. Se aplican condiciones de contorno y cargas relevantes, como fuerzas externas, presiones, desplazamientos o restricciones, que simulan las condiciones operativas o de carga que llevarían a un colapso.

Secuencia de carga: Se simula la secuencia de cargas que llevan al colapso, como la sobre exigencia de cargas, eventos dinámicos o una combinación de múltiples factores que podrían desencadenar el fallo estructural (Bermejo, 2015).

Análisis estructural: Se realiza el análisis de la estructura utilizando métodos numéricos. Considera las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, así como las condiciones de frontera y los criterios de fallo establecidos.

Evaluación del comportamiento: Durante el análisis, se evalúa el comportamiento de la estructura, como las deformaciones, esfuerzos, desplazamientos, momentos, cortantes, entre otros parámetros. Además, se

pueden identificar las zonas de concentración de tensiones y deformaciones para evaluar el potencial de colapso.

Identificación de puntos Críticos: Durante la simulación, se identifican los puntos críticos de la estructura, como zonas de concentración de esfuerzos o áreas donde se inician las fallas (Bermejo, 2015).

Simulación de colapso: Por último, se realiza una simulación del colapso, donde se analiza cómo se comporta la estructura cuando es sometida a cargas que exceden su capacidad de resistencia. Esto puede incluir el desarrollo de fisuras, fracturas, desprendimiento de refuerzos, desplazamientos catastróficos, entre otros efectos asociados con el colapso. A medida que se avanza en la simulación, se monitorea y se visualiza cómo la estructura responde a las cargas aplicadas, incluyendo deformaciones extremas, fallas locales y la progresión hacia el colapso global (Bermejo, 2015).

Es importante tener en cuenta que para la simulación de colapso es necesario contar con datos precisos sobre las características y condiciones de la estructura. Así mismo, en el caso del estudio se ha planteado el análisis hasta la identificación de puntos críticos (puntos de colapso), omitiendo la simulación final del colapso de la estructura por representar un proceso complejo que, no aporta mayor información que contribuya al cumplimiento de objetivos de la investigación, pero que si puede ser tema de estudio para futuras investigaciones, debido a que permite observar en un modelo 3D la forma como se da la falla sísmica, y como la estructura comienza a colapsar por la fuerza de las ondas sísmicas, lo que da una visión general de la forma en que fallará la estructura permitiendo definir de forma más adecuada las rutas de escape frente a eventos sísmicos, y el mantenimiento y reforzamiento de los elementos que podrían verse afectados.

2.3.12. Puntos de colapso en edificaciones durante eventos sísmicos

Los puntos de colapso en edificaciones durante eventos sísmicos son aquellos puntos de la estructura que están sujetos a fuerzas excesivas o deformaciones excesivas, lo que puede llevar a un fallo catastrófico de la estructura. Estos puntos de colapso suelen ser áreas de mayor concentración de tensiones o debilidades estructurales (Blanco, 2012).

a) Relación entre las rótulas plásticas y los puntos de colapso

Las rótulas plásticas ayudan a prevenir los puntos de colapso al permitir una mayor capacidad de deformación en la estructura. Al absorber la energía sísmica, evitan que las fuerzas se concentren en áreas críticas y minimizan la posibilidad de que se produzca un fallo catastrófico en la estructura. Sin embargo, es importante tener en cuenta que una rótula plástica puede convertirse en un punto de colapso si no está correctamente diseñada o si su capacidad de deformación plástica no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas. Si una rótula plástica se excede en su capacidad de deformación y no puede mantener su integridad estructural, podría fallar y provocar un colapso parcial o total de la estructura. Por lo tanto, es esencial que las rótulas plásticas se diseñen y dimensionen adecuadamente, teniendo en cuenta las cargas y fuerzas sísmicas esperadas, así como las características de los materiales utilizados, para asegurar la capacidad de disipación de energía y ductilidad necesarias para evitar los puntos de colapso en una edificación durante eventos sísmicos (Blanco, 2012).

Siendo este el caso, en el estudio al estar analizando una edificación existente, tal como argumenta Ruiz (2016) se considera a la aparición de rótulas plásticas como probables puntos de colapso o puntos de falla.

b) Probables puntos de colapso

Los puntos de colapso en edificaciones suelen estar asociados a áreas vulnerables de la estructura. Algunos puntos críticos incluyen: (Blanco, 2012)

Conexiones débiles: Lugares donde hay uniones frágiles entre elementos estructurales, como entre columnas y vigas, que podrían ceder bajo tensiones sísmicas.

Esquinas y cambios de geometría: Las esquinas de los edificios, especialmente si no están reforzadas adecuadamente, pueden experimentar concentraciones de tensiones. Asimismo, cambios abruptos en la geometría de la estructura pueden generar discontinuidades de rigidez que se vuelven puntos críticos de colapso.

Irregularidades estructurales: Edificaciones con irregularidades en altura, distribución de masas o rigideces pueden generar concentraciones de fuerzas sísmicas en puntos específicos, aumentando la probabilidad de colapso.

Elementos sin capacidad de disipación de energía: Componentes estructurales que carecen de capacidad para absorber y disipar la energía generada durante un sismo, como la ausencia de rótulas plásticas o sistemas de amortiguación, pueden sufrir daños significativos o colapsar.

Deficiencias en los sistemas de refuerzo: Si el diseño o la construcción carecen de refuerzos estructurales adecuados, como muros de corte, refuerzos sísmicos o anclajes apropiados, estos puntos débiles podrían ser propensos al colapso.

La identificación y el fortalecimiento de estos puntos de colapso son fundamentales para mejorar la resistencia sísmica. Estrategias como el diseño sísmico adecuado, el refuerzo de conexiones críticas y la implementación de tecnologías de disipación de energía pueden reducir significativamente el riesgo de colapso durante eventos sísmicos.

2.4. Hipótesis

El análisis sísmico por elementos finitos aplicados (previo al análisis estático no lineal) es el método más eficiente para determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota.

2.5. Operacionalización de variables

2.5.1. *Variable independiente: Análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal o de elementos finitos aplicados*

Estudio realizado para evaluar la respuesta de una estructura ante un evento sísmico. Se refiere a la aplicación de distintas técnicas y enfoques de análisis para evaluar el comportamiento y respuesta de una estructura frente a las acciones sísmicas. Algunos de los métodos utilizados incluyen el análisis estático, el análisis dinámico, el análisis por elementos finitos. Cada método tiene sus propias ventajas y limitaciones, por lo que es común utilizar una combinación de ellos para obtener resultados más confiables y representativos.

Método estático – dinámico lineal. Considera que las respuestas de la estructura son proporcionales a las fuerzas sísmicas. Se emplea para estructuras lineales y se asume que los desplazamientos son proporcionales a las fuerzas. Es un método de análisis de estructuras que se basa en la aplicación de cargas estáticas (el propio peso de la edificación) y dinámicas (sismo de diseño) según la norma E.030 (MCVS, 2018).

Método estático no lineal. Considera las no linealidades en el comportamiento de la estructura, como la presencia de elementos no lineales o materiales con comportamiento no lineal. Se utiliza cuando se requiere conocer las demandas sísmicas de una estructura no lineal. Es un método de análisis de estructuras que

se basa en la aplicación de cargas laterales incrementales hasta alcanzar la capacidad de resistencia de la estructura. Está regido por la norma ATC-40 (1996).

Método de elementos finitos aplicados. Se basa en descomponer la estructura en elementos más pequeños y aplicar principios de la mecánica de sólidos para modelar su comportamiento (El-desoqi et al., 2020). Consiste en discretizar un sistema en pequeñas partes previo a la aplicación de otros métodos de análisis sísmicos, de allí la conveniencia de la denominación “aplicados”, porque se aplica antes de desarrollar otros métodos de análisis (Rodríguez & Santiago, 2017).

2.5.2. Variable dependiente: Puntos de colapso

Son los puntos críticos en una estructura donde se espera que la resistencia no sea suficiente para resistir las cargas y deformaciones generadas por un evento sísmico. Estos puntos pueden ser identificados mediante análisis estructurales y su colapso puede llevar al colapso global de la estructura (El-desoqi et al., 2020). Operacionalmente se refiere a la identificación y localización precisa de estos puntos en una estructura. Esto implica el análisis para evaluar la capacidad de la estructura frente a sismos.

Puntos de falla: Se refiere a las formas y cantidad de puntos de falla en las que una estructura puede colapsar o fallar durante un evento sísmico, pueden incluir la deformación excesiva de los elementos estructurales, el deslizamiento, entre otros.

Eficiencia del análisis sísmico: Es la capacidad que tiene un análisis sísmico de predecir de manera precisa y confiable la respuesta de una estructura frente a un evento sísmico. Una alta eficiencia en el análisis sísmico implica que las conclusiones y resultados del análisis son representativos de la realidad y permiten tomar decisiones adecuadas de diseño y seguridad.

Tabla 11 *Matriz de Operacionalización de Variables*

Variables	Definición conceptual	Dimensiones	Definición operacional	Indicadores	Ítem
VI Análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal o de elementos finitos aplicados	Se refiere a la aplicación de distintas técnicas y enfoques de análisis para evaluar el comportamiento y respuesta de una estructura frente a las acciones sísmicas.	Análisis sísmico estático – dinámico con la norma E.030	Método de análisis de estructuras que se basa en la aplicación de cargas estáticas de diseño especificadas en la norma E.030	Derivas	
				Desplazamientos	cm
				Cortante estática	ton
				Cortante dinámica	ton
				Modos de vibración	%
				Espectro de demanda	cm
	Algunos de los métodos utilizados incluyen el análisis estático, el análisis dinámico, el análisis por elementos finitos, entre otros. Cada método tiene sus propias ventajas y limitaciones, por lo que es común utilizar una combinación de ellos para obtener resultados más confiables y representativos.	Análisis estático no lineal por desempeño	Es un método de análisis de estructuras que se basa en la aplicación de cargas laterales incrementales hasta alcanzar la capacidad de resistencia de la estructura.	Curva de capacidad	cm
				Punto de desempeño	cm
				Objetivos de desempeño	cm
				Derivas	
				Desplazamientos	cm
				Rótulas plásticas	%
Puntos críticos en una estructura donde se espera que la resistencia no sea suficiente para resistir las cargas y deformaciones generadas por un evento sísmico. Estos puntos se identifican mediante análisis estructurales.	Rótulas plásticas , puntos de falla o puntos de colapso	Consiste en dividir la estructura en elementos finitos y resolver las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad utilizando técnicas de cálculo por computadora.	Mallado (mesh)	MxN	
			Aproximación a la rigidez lateral	%	
			Aplicación del análisis lineal	%	
			Aplicación del análisis no lineal	%	
			Rótulas plásticas	%	
			Ubicación	Nº	
VD Puntos de colapso	Eficiencia del análisis sísmico	Se refiere a las formas en las que una estructura puede colapsar o fallar durante un evento sísmico.	Número	Nº	
			Step	Nº	
			Masa participativa	Nº	
			Derivas	%	
			Desplazamientos	%	
			Verificación de los objetivos de desempeño	%	
Rótulas plásticas	%				

CAPÍTULO III.

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y nivel de investigación

La investigación se considera de enfoque cuantitativo porque busca medir y analizar de manera numérica la eficiencia de los diferentes métodos de análisis sísmico en la determinación de puntos de colapso (Hernández-Sampieri & Mendoza, 2018). Se han recopilado datos concretos sobre la estructura del colegio, materiales utilizados y resultados de los análisis sísmicos aplicados, para realizar un análisis inferencial que permita evaluar la relación causa-efecto entre la eficiencia del análisis y la capacidad de predecir los puntos de colapso.

Además, es considerada una investigación aplicada porque se buscó obtener conocimiento práctico y utilizable. Los resultados obtenidos de esta investigación tienen implicaciones directas en la mejora de los métodos de análisis sísmico utilizados en la evaluación de estructuras. Se han aplicado métodos de análisis (estático-dinámico, no lineal Pushover, elementos finitos aplicados) para evaluar el colegio Juan Pablo II de Sarabamba frente a eventos sísmicos.

Finalmente, se considera una investigación de nivel explicativo debido a que tuvo como objetivo principal explicar la relación causa-efecto entre la eficiencia de los diferentes métodos de análisis sísmico y la determinación de puntos de colapso. No solo buscó describir los métodos y recopilar datos, sino que también buscó explicar cómo influyen estos métodos en la capacidad de predecir los puntos de colapso en la edificación del colegio Juan Pablo II de Chota.

Tabla 12*Tipos de Investigación*

Criterio	Tipo de investigación
Finalidad	Aplicada
Diseño de la prueba	No experimental
Objetivos	Explicativa
Estrategia metodológica	Cuantitativo
Fuente de datos	Mixta
Contexto donde sucede	Biblioteca, laboratorio, campo
Temporalidad	Transversal (sincrónica)

3.2. Diseño de investigación

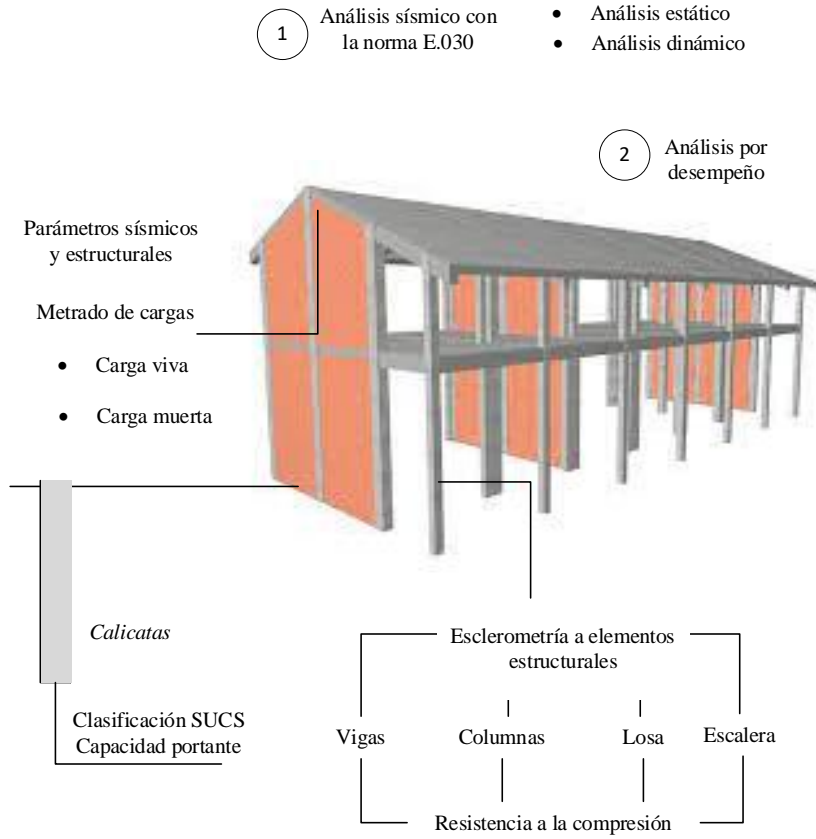
En la investigación el diseño fue descriptivo causal simple, siendo así, el enfoque principal fue describir y analizar la relación causa-efecto entre variables específicas. En este caso, la variable independiente (X) fue la eficiencia del análisis sísmico, que se evaluó por tres métodos diferentes: análisis estático-dinámico lineal, análisis no lineal y análisis de elementos finitos aplicados. Mientras que, la variable dependiente (Y) fue la determinación de puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota.

El diseño descriptivo se refiere a la descripción y recopilación de datos pertinentes sobre la edificación, los métodos de análisis sísmico utilizados y sobre cómo se aplicaron los diferentes métodos de análisis sísmico. El enfoque causal simple implica establecer una relación de causa y efecto, en este caso, se buscó determinar si existe una relación directa entre la eficiencia del análisis sísmico y la capacidad de predecir el comportamiento estructural de la edificación.

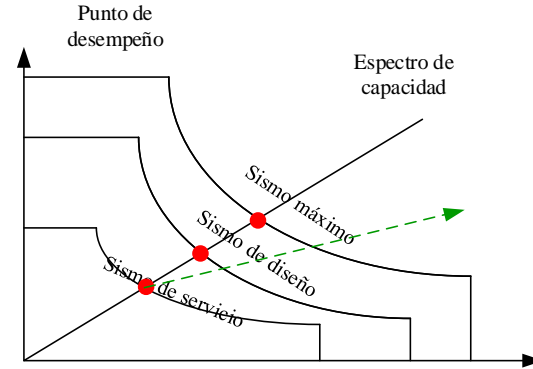
$$M \leftarrow XY. \tag{16}$$

Donde, M es la muestra, a la cual se aplica una causa (x) el análisis sísmico, para generar un efecto la variable (y) que sería la identificación de puntos de colapso en la estructura.

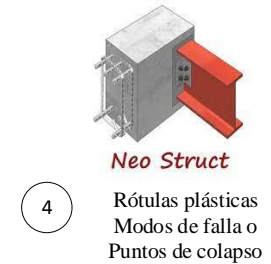
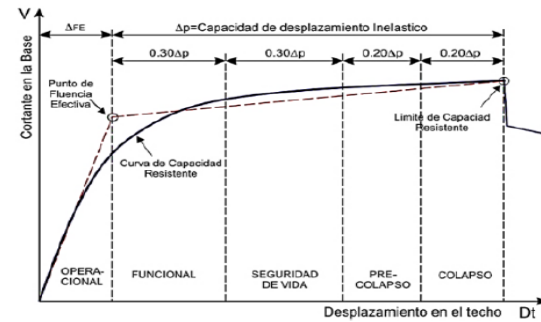
Figura 15 Diseño de Investigación: Descriptivo Causal Simple



- Espectro de demanda
- Espectro de capacidad
- Punto de desempeño
- Objetivos de desempeño



- 3 Análisis de Elementos finitos aplicados
- Mallado (mesh) de acuerdo al porcentaje de aproximación (lo más cercano a 1)
- Previo al análisis lineal
 - Previo al análisis no lineal



- 5 Eficiencia de los métodos de análisis sísmico

3.3. Métodos de investigación

En el contexto se ha aplicado el método sintético analítico. El enfoque metodológico sintético analítico en la investigación científica se refiere a un método de estudio que involucra la descomposición de una problemática o fenómeno en componentes más pequeños y su posterior análisis individual. Este enfoque permite comprender y evaluar cada componente desde diferentes perspectivas y luego integrar los resultados obtenidos en una síntesis global (Behar, 2008).

Por tanto, el método sintético analítico utilizado en la investigación consistió en analizar la institución educativa secundaria por partes, dividiéndola en módulos y por elementos para determinar sus propiedades resistentes. Además, se utilizó la técnica de elementos finitos para discretizar y modelar el edificio. De esta manera, se pudo estudiar el comportamiento estructural del colegio ante un evento sísmico.

Siendo así, el objetivo principal fue contrastar la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal y de elementos finitos para identificar rótulas plásticas, puntos de falla y puntos de colapso en el edificio. Para lograr esto, se examinaron todas las partes individuales del colegio, pero los resultados obtenidos fueron aplicados para comprender la respuesta estructural en su totalidad, analizando derivas, desplazamientos y rótulas plásticas.

El análisis sísmico ayudó a identificar y evaluar posibles puntos de colapso en el edificio ante un evento sísmico. También permitió determinar las rótulas plásticas, que son puntos específicos en la estructura que pueden experimentar deformación plástica durante un terremoto. Además, se analizaron los puntos de falla, es decir, las formas en que la estructura puede colapsar o debilitarse.

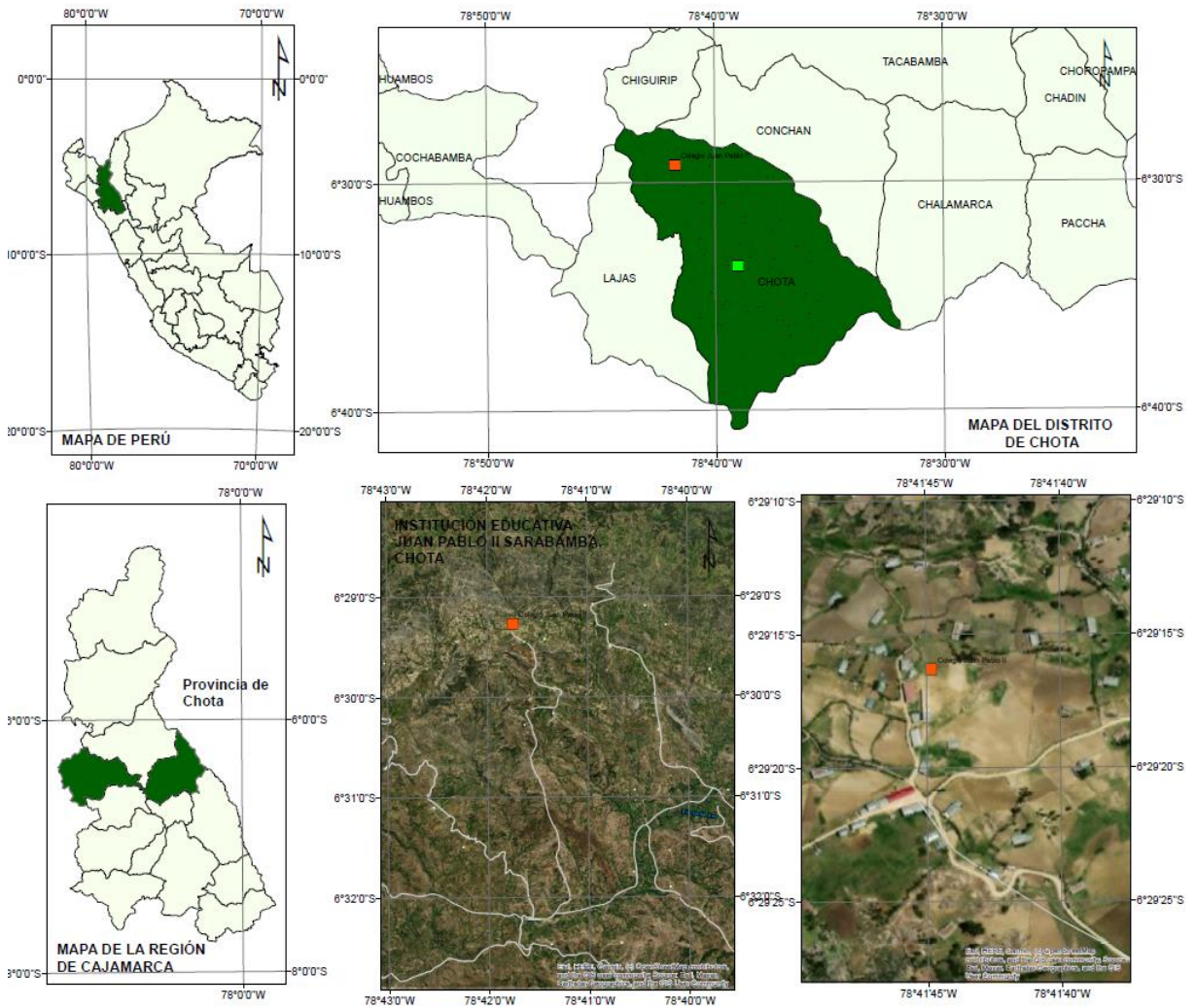
3.4. Población, muestra y muestreo

3.4.1. Población

Las edificaciones de la institución educativa secundaria Juan Pablo II del centro poblado Sarabamba, del distrito de Chota, provincia de Chota, con código modular 1330141, ubicada en 754840.00 m E, 9282286.00 m S, a 2718 msnm, con acceso por carretera afirmada hacia al centro poblado Sarabamba – Chota (ESCALE, 2023).

Figura 16

Ubicación de la I.E.S. Juan Pablo II de Sarabamba



3.4.2. Muestreo

El muestreo ha sido no probabilístico definido por conveniencia, trabajando con muestra poblacional (todos los módulos), de acuerdo a los criterios de Barraza et al. (2021) quienes afirman que la muestra debe tener relación con el diseño metodológico de la investigación.

De acuerdo a la Estadística de la calidad educativa (ESCALE, 2023) la Institución Educativa Secundaria Juan Pablo II de Sarabamba alberga a 194 alumnos en tres edificios y una escalera construidos durante el año 2016, cuyos elementos estructurales a partir de la inspección visual presentaban patologías como erosión, grietas y fisuras, mismas que, no se podían asegurar fueran solo fallas superficiales, podrían haber sido fallas estructurales, por ello, se planteó analizarlas con estudios básicos y luego modelarlas a través de diferentes métodos de análisis sísmico para ello se ha trabajado con muestra poblacional. Siendo la muestra los cuatro módulos de la I.E.S. Juan Pablo II Sarabamba en los que se ha aplicado el análisis sísmico estático y dinámico de la norma E.030 (MCVS, 2018), el análisis estático no lineal de acuerdo a la ATC-40 (1996) y el método de elementos finitos aplicados (aplicado previo al análisis sísmico lineal y no lineal).

Figura 17 Vista 3D de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba



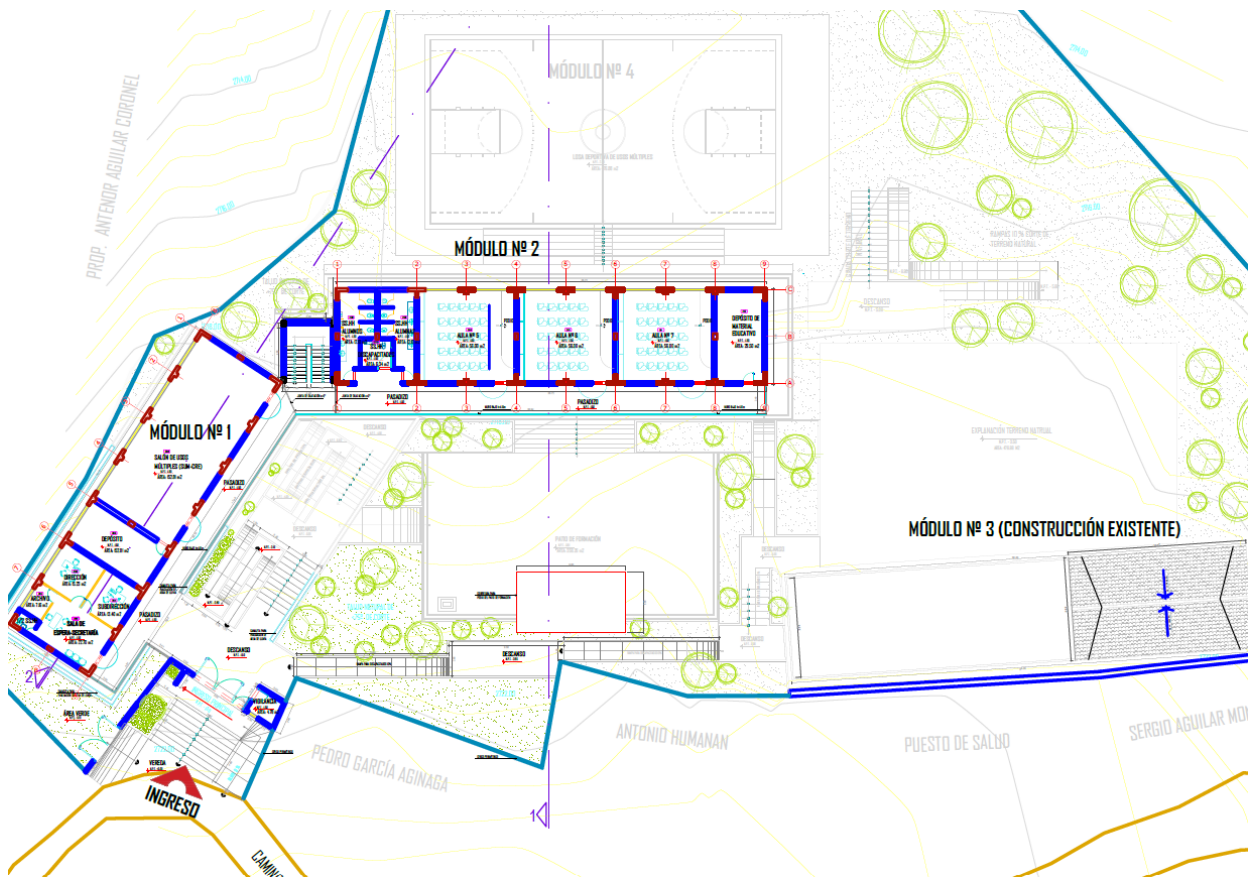
Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

3.4.3. Muestra

Los cuatro módulos (tres módulos conformados por aulas y ambientes administrativos y un módulo conformado por la escalera) de la estructura de la institución educativa secundaria Juan Pablo II del centro poblado Sarabamba, del distrito de Chota, provincia de Chota (ver anexo planos). En los que, se ha aplicado los métodos de análisis sísmico, tales como: Análisis sísmico estático-dinámico lineal de acuerdo a la E.030 (MCVS, 2018), análisis estático no lineal por desempeño (Pushover) dado por la norma ATC-40 (1996) y el método de elementos finitos aplicados (aplicado previo al análisis lineal y no lineal).

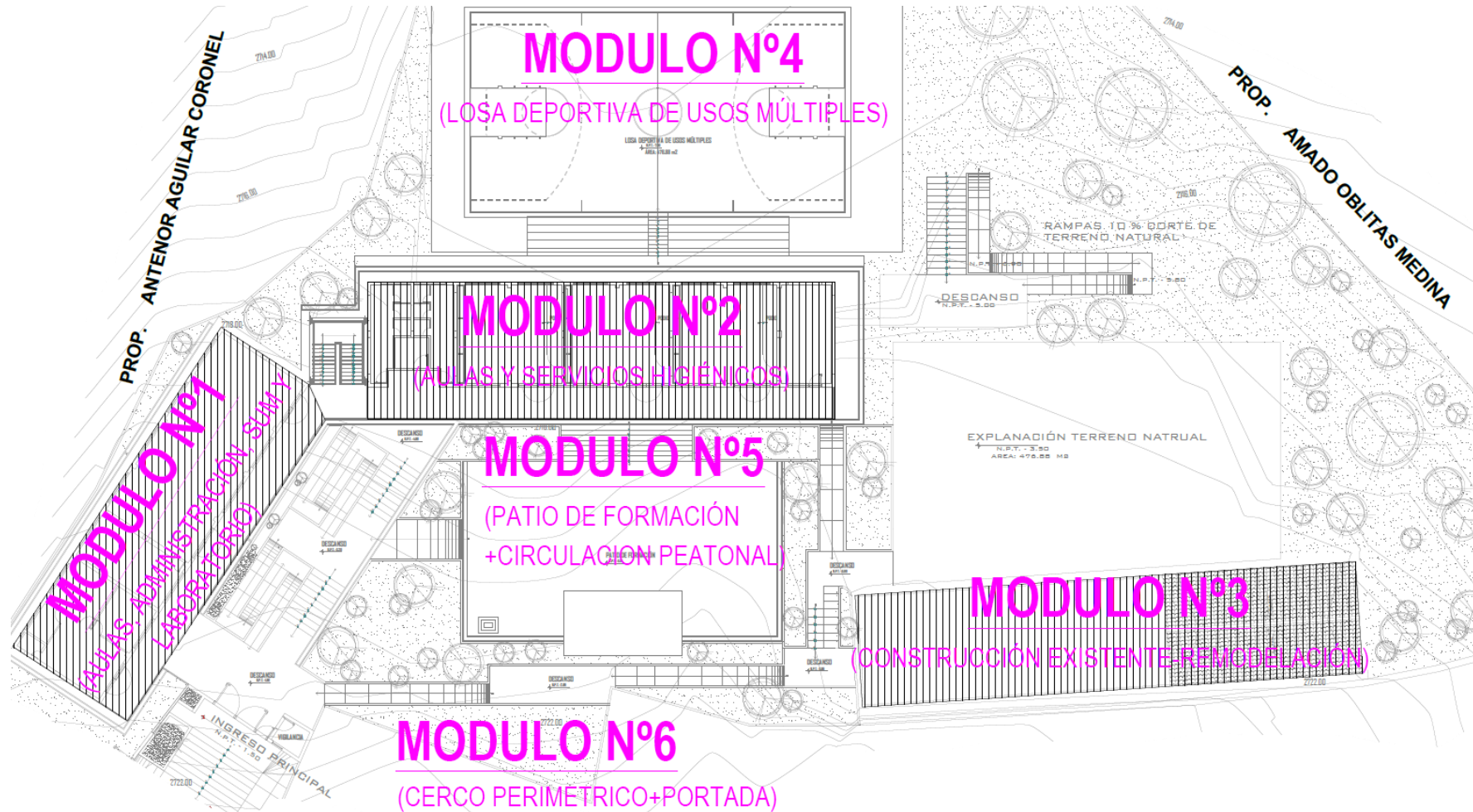
Figura 18

Vista General de la I.E.S. Juan Pablo II



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

Figura 19. Plano en Planta de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba



Nota: (ver en anexos planos).

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1. Técnicas

Observación sistemática. Consiste en realizar una inspección detallada de todos los elementos de la estructura, como muros de albañilería, columnas, vigas, etc. Se buscó identificar posibles deficiencias o fallas en la construcción que puedan afectar la resistencia sísmica de la edificación, pero sobre todo esta técnica se ha aplicado para confirmar los medidas de los componentes conforme a los planos del Expediente Técnico (E.T).

Análisis documental. Consiste en revisar los documentos técnicos relacionados con la construcción de la edificación, tales como planos, especificaciones técnicas, cálculos estructurales, entre otros. Esta información proporcionó datos importantes sobre el diseño y la construcción de la estructura, lo cual es relevante para entender su comportamiento ante un evento sísmico.

Ensayos in situ (esclerometría) y ex situ (mecánica de suelos). Consisten en realizar pruebas en el lugar de la edificación a los elementos estructurales y en muestras de suelo, respectivamente. La esclerometría permite determinar la resistencia del concreto en la edificación, mientras que la mecánica de suelos proporciona datos sobre las propiedades del suelo en el que está construida la edificación. Ambos ensayos fueron útiles para evaluar la capacidad de resistencia sísmica de la estructura.

Modelamiento de la edificación. Consiste en crear un modelo en ETABS 2016 de la estructura. El modelamiento permitió obtener información sobre las características geométricas y estructurales de la edificación, y permitió realizar análisis de respuesta sísmica para evaluar su comportamiento estructural.

Análisis. El análisis sísmico utilizando el método estático-dinámico lineal de la norma E.030, estático no lineal del ATC-40 y elementos finitos aplicados consistió en aplicar estos diferentes métodos de análisis sísmico para evaluar el comportamiento estructural de la edificación ante un evento sísmico. Estos métodos permitieron determinar los esfuerzos y deformaciones, derivas y desplazamientos que puede experimentar la estructura, así como identificar los puntos de colapso potenciales (rótulas plásticas).

Comparación para determinar la eficiencia de los métodos de análisis sísmico en el conocimiento del comportamiento estructural. Consistió en analizar y comparar los resultados obtenidos utilizando los distintos métodos de análisis sísmico. Se buscó identificar cuál de los métodos proporciona una mejor comprensión de su capacidad sísmica, a través de la determinación de derivas, desplazamientos y rótulas.

3.5.2. Instrumentos

Cuaderno de campo. Se utiliza para registrar medidas y observaciones realizadas en el campo durante la investigación. En este caso, se ha utilizado para anotar las dimensiones y características de las edificaciones del colegio Juan Pablo II, así como cualquier otra información relevante recopilada durante las visitas al lugar.

Ficha de análisis documental. Se utiliza para registrar información importante obtenida de la revisión del expediente técnico del colegio. Esto ha incluido características de los materiales utilizados en las construcciones, dimensiones de las edificaciones y cualquier otra información relevante. Así mismo, se ha realizado el metrado de cargas para el modelamiento estructura y se han comparado los parámetros utilizados en el modelamiento.

Formatos de ensayos in situ de esclerometría y ex situ de laboratorio de mecánica de suelos. Se utilizan para recopilar datos sobre la resistencia a compresión de los elementos de concreto que conforman el colegio (vigas, columnas, losa, escalera) y las propiedades del suelo en el lugar de estudio, para clasificar el perfil del suelo de acuerdo a la norma E.030 (MCVS, 2018).

Modelo de la edificación en ETABS 2016. Se utiliza como una herramienta informática para realizar un análisis sísmico de la estructura. Este software permite simular el comportamiento de las edificaciones.

Matriz de análisis. Se utiliza para recopilar y analizar los datos obtenidos durante el análisis sísmico del colegio. Esta matriz contiene información como las cargas sísmicas aplicadas a las estructuras, las deformaciones y desplazamientos resultantes, así como los puntos de colapso determinados (rótulas plásticas).

Matriz de comparación. Se utiliza para evaluar y comparar la eficiencia de los diferentes métodos de análisis sísmico utilizados en la investigación: análisis sísmico estático-dinámico lineal, no lineal y de elementos finitos para determinar cuál es el más efectivo en la determinación de puntos de colapso en el colegio.

Tabla 13

Fuentes, técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Variables	Técnica	Instrumento
(VI) Análisis sísmico estático-dinámico lineal, estático no lineal	Observación	Cuaderno de campo
(Pushover) o de elementos finitos aplicados	Análisis documental	Ficha documental
	Ensayos in situ y ex situ	Formatos de ensayos
	Modelamiento	Modelo
VD	Modelamiento	Modelo
Puntos de colapso	Análisis	Matriz de análisis
	Comparación	Matriz de comparación

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

3.6.1. Proceso de obtención de los datos

3.6.1.1. Revisión del expediente técnico y descripción de la edificación

La I.E. Juan Pablo II de Sarabamba, Chota está integrada por tres módulos que corresponden a aulas y ambientes administrativos y un módulo de conexión que corresponde a la escalera. En el año 2016 se construyeron dos edificios (el módulo N° 1 de tres niveles y el módulo N° 2 de dos niveles) con losa aligerada de 20 cm de peralte que se apoyan en pórticos de vigas y columnas de concreto en X y en Y se ha construido con albañilería confinada, conectados por la escalera. Mientras que, el módulo N° 3 era una construcción existente que, fue remodelada, misma que tenía dos niveles no culminados, con pórticos de concreto armado en X y albañilería confinada en Y.

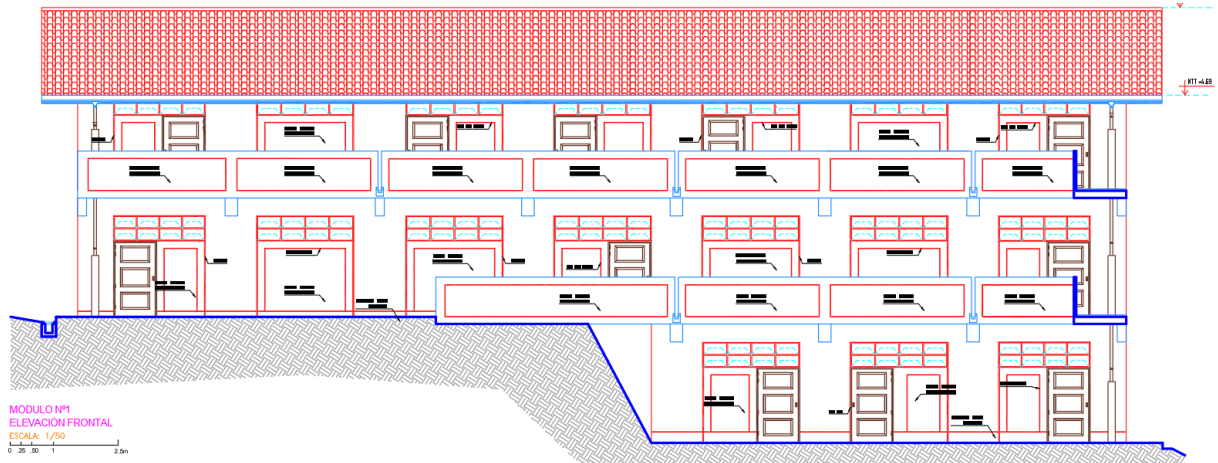
El módulo N° 1 tiene tres niveles, en el primer piso de 12.65 m de largo por 8 m de ancho, se encuentra el depósito de educación física y el aula N° 1, siendo este primer nivel más pequeño en comparación de los otros dos niveles. En el segundo piso de 29.15 m de largo por 8 m de ancho, se encuentra la sala de espera – secretaria, archivo, servicios higiénicos, la dirección, la subdirección, un depósito y el salón de usos múltiples (SUM-CRE). En el tercer nivel de 29.15 m de largo por 8 m de ancho, se encuentra el laboratorio, el almacén, la ubicación GAS y la sala de cómputo. El techo es inclinado con cobertura de teja andina.

El módulo N° 2 de 35.72 m de largo por 8 m de ancho, tiene dos niveles que conectan por medio de una escalera independiente de 4.40 m de ancho por 4.90 m de largo. En el primer piso del módulo N° 2 se encuentra los servicios higiénicos para alumnos, alumnas y discapacitados, el aula N° 2, aula N° 3, aula N° 4 y los vestidores y duchas para mujeres y para varones. En el segundo piso

del módulo N° 2 se encuentra los servicios higiénicos para alumnos, alumnas y discapacitados, el aula N° 5, aula N° 6, aula N° 7 y un depósito de material educativo. El techo es inclinado con cobertura de teja andina.

Figura 20

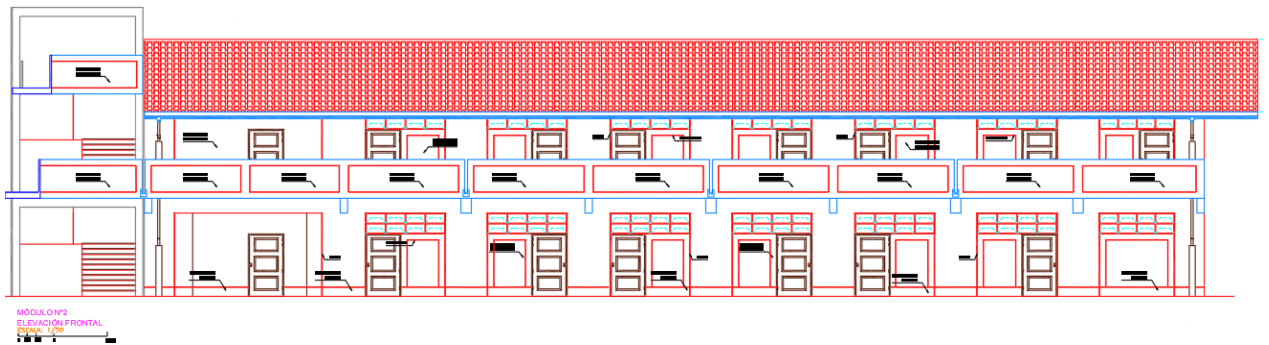
Vista en Elevación Frontal del Módulo N° 1



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

Figura 21

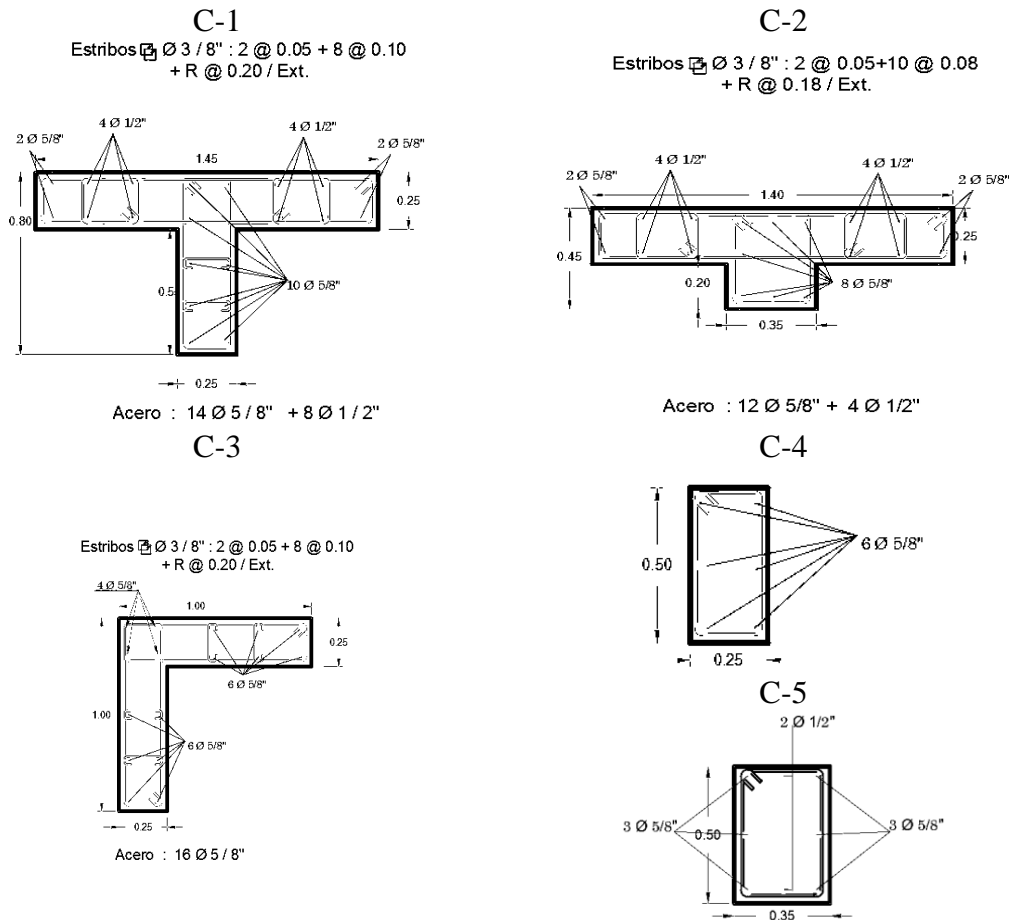
Vista en Elevación Frontal del Módulo N° 2



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

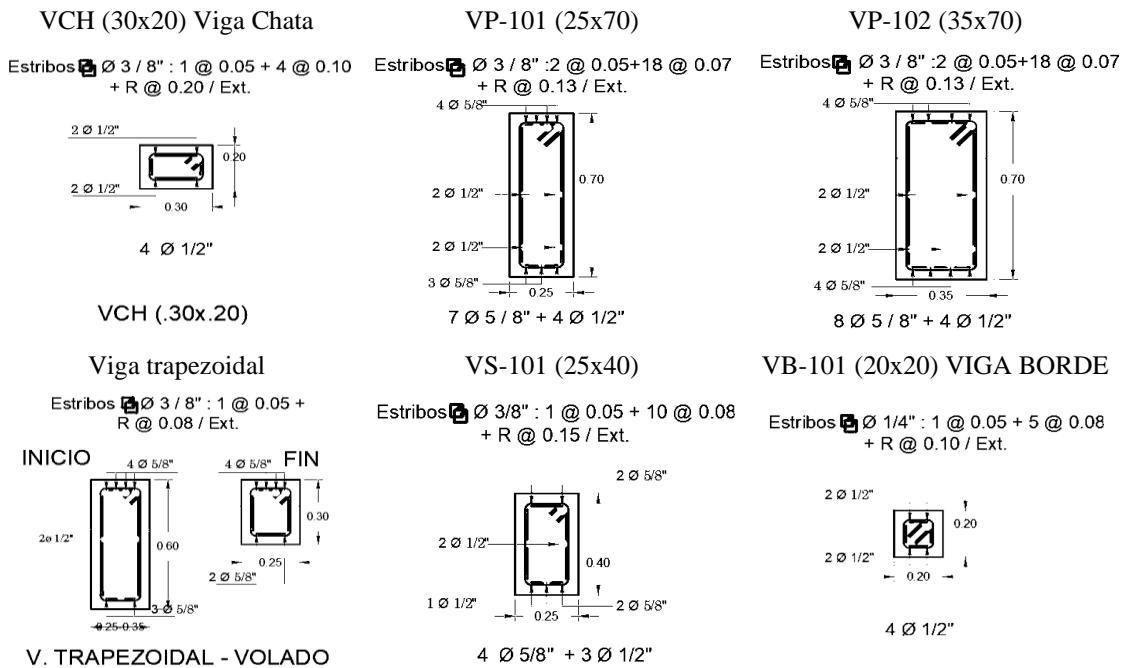
Estructuralmente, el módulo N° 1 y N° 2 están conformado por cinco tipos de columnas distintas, dos de ellas en forma de T (C-1 y C-2), una en forma de L (C-3) y dos en forma rectangular (C-4 y C-5). Tiene dos tipos de vigas principales, viga secundaria de 25 x 40 cm, viga de conexión de 20x20 cm, viga chata de 30x20 cm y viga trapezoidal de 35 x 60 cm (para más detalle ver planos).

Figura 22 Vista del Detalle de las Columnas del Módulo N° 1 y N° 2



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

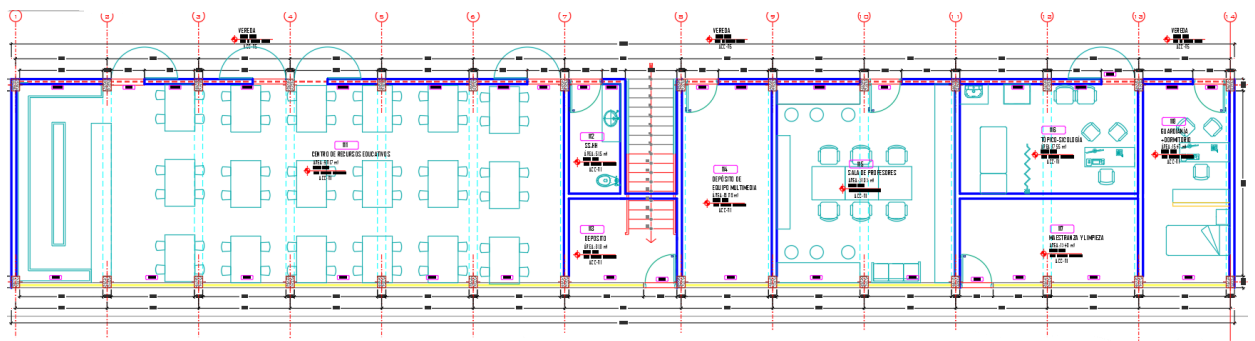
Figura 23 Vista del Detalle de las Vigas del Módulo N° 1 y N° 2



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

El módulo 3 de dos niveles, corresponde al módulo existente el cual está integrado por un primer piso de 36.75 m de largo por 6.25 m de ancho, que tiene una escalera en el centro como parte de la estructura para conectar los ambientes. Los ambientes del primer piso son el centro de recursos educativos, un baño, un depósito, el depósito de equipo multimedia, sala de profesores, tópico de psicología, la maestranza y limpieza, y la guardiana con dormitorio. El segundo piso de 20.50 m de largo por 6.25 m de ancho, está integrado por tres aulas destinadas a uso académico (ver anexo de planos para más detalle).

Figura 24 Vista en Planta del Módulo N° 3 (Módulo Existente) de la I.E.S. Juan Pablo II, Sarabamba



Nota: (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016).

Figura 25 Vista del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



3.6.1.2. Visita de campo

En el colegio Juan Pablo II en Sarabamba inicialmente se realizó la visita de campo para confirmar las medidas de columnas, vigas, losas, escaleras, muros de albañilería confinada, especificados en los planos (Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II, 2016). Para ello, se usó una cinta métrica, planos impresos y un lápiz para registrar las medidas de largo, ancho y altura de cada componente estructural en los módulos construidos en el año 2016, y en el módulo preexistente (módulo N° 3) se verificaron todas las dimensiones, pero, además se verificó el número de varillas de acero en columnas y vigas del edificio preexistente, debido a que al ser una edificación con un primer piso construido y proyecciones para un segundo nivel, se ha dejado barras de acero libres y visibles a simple vista, lo que ha permitido el registro visual de los datos dimensionales, geométricos y de cuantías.

Figura 26 *Vista del Módulo Preexistente y Registro de Dimensiones*



Equipos, materiales e instrumentos:

- Cinta métrica, nivel de burbuja, plomada.
- Cámara fotográfica.
- Equipo de seguridad personal.
- Papel y lápiz.
- Escuadra y regla.

Procedimiento en la investigación:

- El equipo llegó al colegio Juan Pablo II en Sarabamba en el año 2023.
- Se comenzó la medición de las dimensiones de los elementos estructurales de todos los módulos del colegio.
- Se utilizó la cinta métrica para medir las longitudes, alturas y anchos de las columnas, vigas y losa de cada módulo.
- Se utilizó el nivel de burbuja para garantizar la nivelación adecuada de los elementos estructurales.
- Se utilizó la plomada para verificar la verticalidad de las columnas.
- Se tomaron fotografías de los elementos estructurales y se registraron junto con las medidas correspondientes.
- Se verificó el número de varillas de acero en las columnas del módulo III, teniendo en cuenta que era notablemente visible debido a que el segundo piso no estaba construido en su totalidad.
- Se contó el número de varillas en cada columna y se registró cuidadosamente.
- Se anotó cualquier observación relevante relacionada con las medidas o el estado de los elementos estructurales.
- Se revisaron los datos registrados y se realizó un análisis de los mismos.

3.6.1.3.Exploración, muestreo, muestra, y ensayos de mecánica de suelos

En el colegio Juan Pablo II de Sarabamba se ha excavado una calicata de tres metros de profundidad en las coordenadas UTM WGS84 17S 754846.35 m E, 9282294.70 m S utilizando herramientas manuales para caracterizar el suelo sobre el que se ha colocado la cimentación. Luego, se tomó muestras alteradas de suelo por cada estrato (estrato 1 suelo orgánico y estrato dos suelo limoso de alta plasticidad) para ensayos de clasificación, tales como: NTP 339.127 Contenido de humedad (INACAL, 2019), NTP 339.128 granulometría (INACAL, 2019), NTP 339.129 límite líquido y plástico (INACAL, 2019), y NTP 339.131 peso específico (INACAL, 2019). Pero del fondo de la calicata se tomaron muestras de suelo inalterado con el muestreador manual Fisher Scientific, para realizar el NTP 339.185 ensayo de corte directo. Las muestras alteradas e inalteradas se trasladaron al laboratorio GSE de Chota, donde se realizaron los ensayos físicos y mecánicos a las muestras de suelo; precisando que, el suelo limoso de alta plasticidad con 15.19% de contenido de humedad, tenía un límite líquido de 54.5% e índice de plasticidad de 25%, siendo 2.47 g/cm³ su gravedad específica. Respecto a las propiedades mecánicas, el suelo tenía una cohesión de 0.30 kg/cm² y 9.85 ° de ángulo de fricción, con lo cual alcanza la capacidad portante de 0.73 kg/cm² para cimentación corrida y 0.89 kg/cm² para cimentación cuadrada de una profundidad de 1.5 m y un ancho de cimentación de 1.5 m, con un factor de seguridad de 3, tal como se detalla en la Tabla 14. Tomando en cuenta la capacidad portante del suelo (0.73-0.89 kg/cm²) se ha determinado que este se encuentra dentro del perfil de suelo S2 (suelos intermedios) en base a la norma E.030, por lo que, considerando que, la zona sísmica es S2, los factores de suelo S son 1.20, el T_p y T_L son 0.60 y 2.0, respectivamente.

Tabla 14*Propiedades Físicas y Mecánicas del Suelo de Cimentación del Colegio*

	Suelo
Humedad (%)	15.19
LL (%)	54.5
LP (%)	29.5
IP (%)	25.0
Clasificación (SUCS)	MH
Peso específico (g/cm ³)	2.47
Densidad húmeda (g/cm ³)	1.78
Cohesión (kg/cm ²)	0.30
Ángulo de fricción (°)	9.85
Profundidad de cimentación (m)	1.5
Ancho de cimentación (m)	1.5
Factor de seguridad	3
Capacidad de carga	
Cimentación corrida	0.73
Cimentación cuadrada	0.89

a. Equipos, materiales e instrumentos

- Herramientas manuales: pala, pico, escalera, barrenadora
- Equipos de laboratorio: tamizadora, balanza electrónica, equipo de corte directo, copa Casagrande, horno, taras, placas de vidrio.
- Moldes para ensayo de corte directo.
- Caja de cartón para el transporte de muestras.
- Equipo de seguridad.
- Máscara antipolvo.
- Bolsas de plástico resellables.
- Etiquetas para identificar las muestras.
- Cinta métrica.

b. Exploración, muestreo y toma de muestras de suelo

- Se utilizó herramientas manuales para excavar la calicata. Se excavó una zanja de 3 m de profundidad y 1.5 m de ancho para obtener el suelo.
- Se utilizó un barrenador y un martillo perforador para obtener muestras alteradas de suelo en el perfil de la calicata. Estas muestras fueron recogidas en bolsas de plástico resellables y etiquetadas correctamente.
- Se utilizó el muestreador manual Fisher Scientific para obtener muestras inalteradas de suelo del fondo de la calicata. Estas muestras fueron recolectadas en moldes adecuados y también se aseguró que estuvieran etiquetadas.
- Se embalaron todas las muestras siguiendo los estándares de transporte y se colocaron en una caja de cartón para su traslado seguro al laboratorio GSE-Chota, donde se realizaron los ensayos.

Figura 27

Excavación de Calicata



c. NTP 339.127 Ensayo de contenido de humedad

- Se pesó la muestra de suelo húmeda.
- Se llevó la muestra al horno.
- Se pesó el suelo seco.

d. NTP 339.128 Ensayo de granulometría

- La muestra de suelo se pasó a través de tamices, agitando el conjunto.
- Se pesó la cantidad de suelo retenido en cada tamiz y se determinó el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz
- Luego se representó estos porcentajes a través de la curva granulométrica.

e. NTP 339.129 Ensayo de límite líquido

- Se obtuvo una muestra que pasa el tamiz N° 40.
- Se colocó agua al suelo, para formar una pasta.
- Se colocó la muestra en una copa casa grande. Se separó con un ranurador.
- Se dieron golpes con la manivela de la copa casa grande hasta que la muestra se vuelva a unir.
- Se sacó la muestra de la fracción que se ha unido, se pesó, se llevó al horno, y luego se volvió a pesar al sacar la muestra del horno.
- Se repitió el ensayo tres veces, y se armó la curva de fluidez.

f. NTP 339.129 Ensayo de límite plástico

- Con el suelo se formaron rollos.
- Cuando los rollos tienen 3 mm y empiezan a presentar grietas, se pesaron y se llevaron al horno.
- Al salir del horno se volvieron a pesar. Se repitió el proceso una vez más.

g. NTP 339.131 Ensayo de peso específico (INACAL, 2019)

- Se pesó el suelo seco.

- Se llenó la fiola con agua hasta 500 ml.
 - Se colocó el suelo seco en la fiola vacía y se vertió agua para cubrir el suelo.
 - Se agitó la fiola con el suelo, luego se ajustó la bomba de vacíos por 15 min. E inmediatamente después se agregó agua hasta 500 ml, y se pesó.
- h. **Ensayo de corte directo NTP 339.171** (INACAL, 2017)
- La muestra fue el suelo inalterado de 10 cm de lado y 4 cm de altura.
 - Se ensambló la máquina de corte directo.
 - Se aplicó una carga vertical constante durante la prueba. Así mismo, se utilizaron cargas tangenciales. Se anotaron las deformaciones.
 - Luego se repitió la prueba en las otras dos muestras.
 - Se dibujó las curvas esfuerzo – deformación.
 - Por la prueba se determinó el ángulo de fricción interna (ϕ), la cohesión (C) y la capacidad portante (q_0) por medio de la aplicación de la teoría de Terzaghi.

Figura 28

Copa Casagrande para el Estudio de Suelos



i. Capacidad portante del suelo

Braja Das (2015) explica la teoría de Terzaghi para estimar la capacidad portante del suelo sobre el que se ha situado una cimentación cuadrada o corrida.

Para fractura general:

$$q_u = c \times N_c + q \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad C. \text{ corrida} \quad (17)$$

$$q_u = 1.3 \times c \times N_c + q \times N_q + 0.4 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad C. \text{ cuadrada} \quad (18)$$

Para fractura local:

$$q_u = \frac{2}{3} c \times N'_c + q \times N'_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N'_\gamma \quad C. \text{ corrida} \quad (19)$$

$$q_u = 0.867 \times c \times N'_c + q \times N'_q + 0.4 \times \gamma \times B \times N'_\gamma \quad C. \text{ cuadrada} \quad (20)$$

En las ecuaciones, C es la cohesión del suelo, el peso específico del suelo, $q = \gamma D_f$.

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ se precisan por:

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (21)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \phi/2\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (22)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad (23)$$

3.6.1.4. NTP 339.181 Estudio de esclerometría en elementos de concreto armado

(INACAL, 2020)

En vigas, columnas y losa de cada uno de los módulos se ha realizado el ensayo de esclerometría para comprobar la resistencia a compresión del concreto.

Para ello se han tomado tres puntos aleatorios en cada uno de los tres módulos por cada elemento estructural, dando un total de 27 puntos de esclerometría, de los cuáles se tomó la menor resistencia a compresión alcanzada para el modelamiento estructural. Para realizar el ensayo de esclerometría conforme a la NTP 339.181

(INACAL, 2020) primero se retiró el tarrajeo de los puntos de muestreo, luego se dibujó un diagrama cuadrangular y se colocó el esclerómetro Test Hammer en

forma perpendicular a la superficie del concreto (ángulo de prueba 90°), ejerciendo presión sobre este y registrando el número de rebotes del martillo, dato que se utiliza en la determinación de la capacidad mecánica ($f'c$) del concreto. Los resultados fueron procesados por el laboratorio GSE de Chota, donde para mayor exactitud en los resultados se tomó a la resistencia a compresión final como el promedio de las resistencias menos la desviación estándar (ecuación 1), determinando que, en el módulo 1, 2 y 3 las columnas resistían 208.4, 226.3, 210.7 kg/cm², las vigas 205.30, 206.20, 206.50 kg/cm² y la losa 233.80, 237.50, 210.50 kg/cm², respectivamente. Estos datos posteriormente fueron utilizados en el modelamiento de la edificación.

$$F'c = \bar{X} - DE \quad (24)$$

Donde, $F'c$ resistencia a compresión, DE desviación estándar, \bar{X} promedio.

Tabla 15

Resistencia a la Compresión del Concreto de Acuerdo al Ensayo de

Esclerometría

Módulo/ Elemento estructural	Número de rebotes				DE crítica (kg/cm ²)	F'c (kg/cm ²)
	Punto N° 1	Punto N° 2	Punto N° 3	Resistencia promedio crítica (kg/cm ²)		
Módulo 1						
Columna	29	28	29	227.00	18.6	208.40
Viga	28.9	28.9	29	223.90	18.6	205.30
Losa	31	30.4	30	247.50	13.70	233.80
Módulo 2						
Columna	30.2	30	31	244.40	18.10	226.30
Viga	30	29	28	225.50	19.30	206.20
Losa	30.8	31	30.5	249.10	11.6	237.50
Módulo 3						
Columna	30.4	30	29	225.00	14.70	210.70
Viga	29	30.7	31	225.00	18.50	206.50
Losa	30	29	29.80	225.00	14.50	210.50

a. Equipos, materiales e instrumentos:

- Esclerómetro con martillo de rebote (“Test Hammer”).
- Cinta métrica.
- Bloc de notas y lápiz.
- Base de acero para realizar los ensayos.
- Lija fina.

b. Procedimiento

- Los investigadores reunieron los equipos necesarios para realizar el ensayo. Estos incluían el esclerómetro con martillo de rebote, cinta métrica, bloc de notas y lápiz.
- Se verificó el buen estado del martillo de rebote y se aseguró de que estuviera calibrado correctamente.
- Los investigadores se dirigieron al colegio Juan Pablo II en Sarabamba para llevar a cabo el ensayo.
- Para cada elemento estructural (vigas, columnas y losa), se seleccionó una ubicación representativa para realizar el ensayo.
- Se preparó la superficie del elemento estructural en la ubicación seleccionada. Para ello se retiró el tarrajeo, se utilizó una lija fina para nivelarla.
- Se colocó el esclerómetro Concrete Test Hammer, en forma perpendicular sobre la superficie de concreto que se va a evaluar.
- Se ejerció una pequeña presión para permitir que el embolo se libere, hasta alcanzar su máxima extensión.
- Después del impacto se oprimió el botón pulsador y se tomó la lectura, registrando el índice de rebote medio de 10 a 100.

- Se registró el número de rebotes que produjo el martillo de rebote en el bloc de notas, junto con la ubicación y el elemento estructural donde se realizó el ensayo.
- Se repitió el ensayo en diferentes ubicaciones de los elementos estructurales y se registraron los resultados.
- Una vez completados los ensayos en las vigas, columnas y losa de los tres módulos del colegio, los investigadores recopilaron la información registrada y la analizaron para determinar el promedio de rebotes en cada elemento estructural.

Figura 29

Esclerometría en Columnas de los Módulos del Colegio



Figura 30

Esclerometría en Vigas de los Módulos del Colegio



3.6.1.5. Replanteo de la edificación en Revit 2022

En el marco de la investigación, se llevó a cabo el modelado de la edificación en Revit 2022. Esto consistió en la creación de modelos en 3D de las vistas 2D proporcionadas en el expediente técnico para los módulos N° 1, N° 2 y la escalera. Además, se realizó un bosquejo en el campo para el módulo N° 3, el cual también fue modelado. El objetivo principal de esta actividad fue obtener una representación visual clara de los elementos estructurales presentes en los tres módulos y la escalera del colegio Juan Pablo II de Sarabamba. De esta manera, se pudo trasladar la información detallada al programa ETABS 2016 para llevar a cabo un análisis sísmico posterior.

a) Equipos, materiales e instrumentos:

- Computadora con el software Revit 2022 y ETABS 2016 instalados.
- Plano de la edificación y bosquejo de la edificación preexistente.
- Memoria USB

b) Procedimiento:

- Se llevó a cabo una inspección visual de la edificación, tomando nota de los tres módulos y la escalera que se deben modelar en el software.
- Se abrió el software Revit 2022 en la computadora. Y se crearon los elementos estructurales de los tres módulos y la escalera del colegio Juan Pablo II de Sarabamba, utilizando las herramientas del programa Revit.
- Se revisó y verificó el modelo en Revit para asegurarse de que se hayan creado correctamente todos los elementos estructurales.
- Se guardó el modelo en Revit en una memoria USB para poder ser trasladado al programa ETABS 2016.

Figura 31 Vista 3D del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba

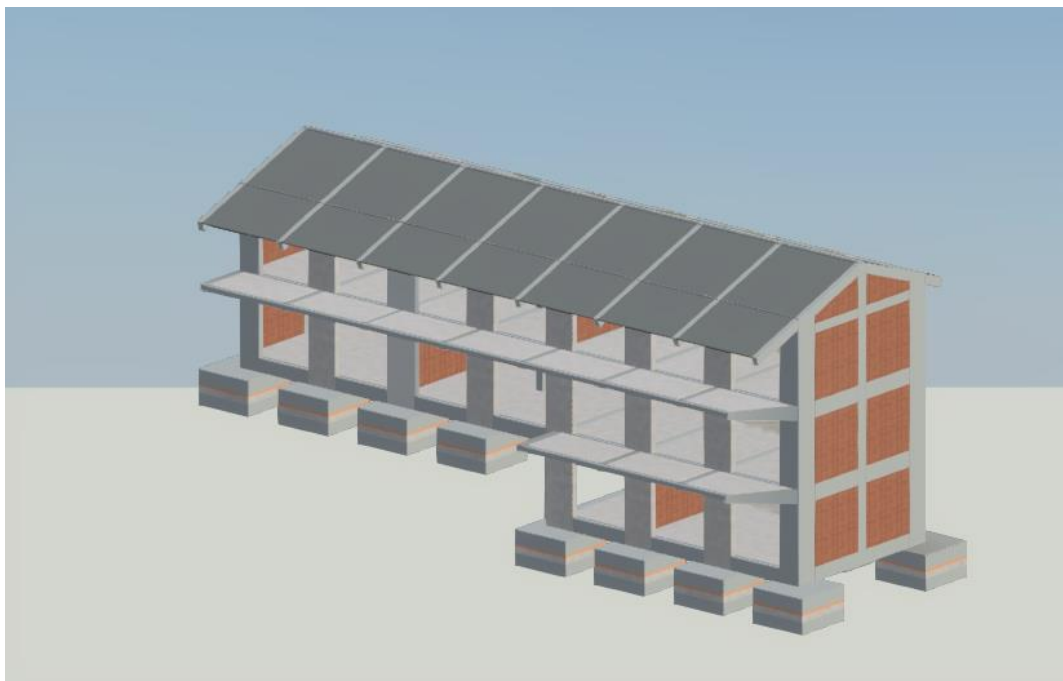


Figura 32

Vista 3D del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba

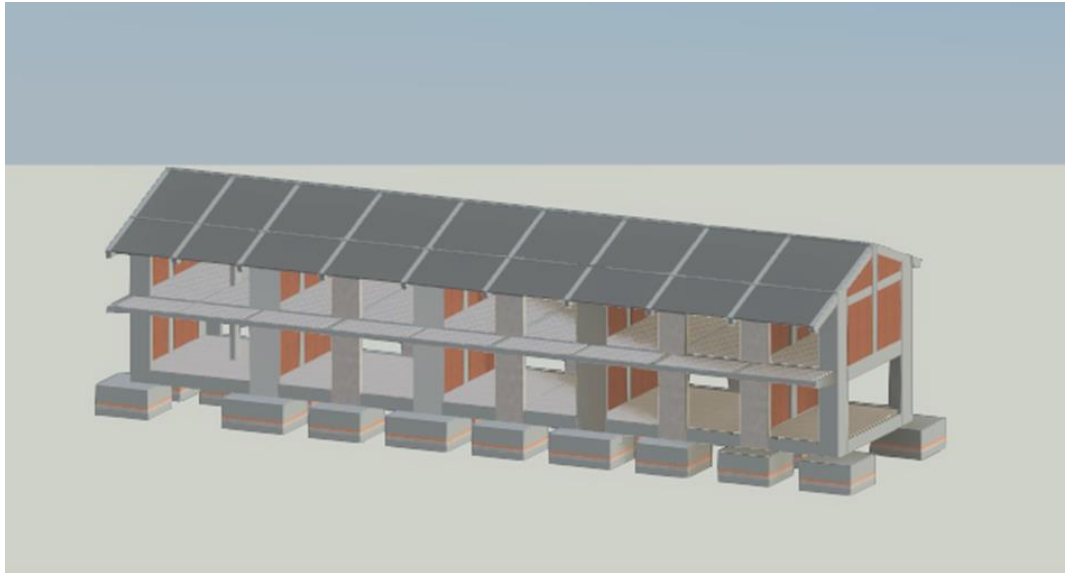


Figura 33

Vista 3D del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II Sarabamba

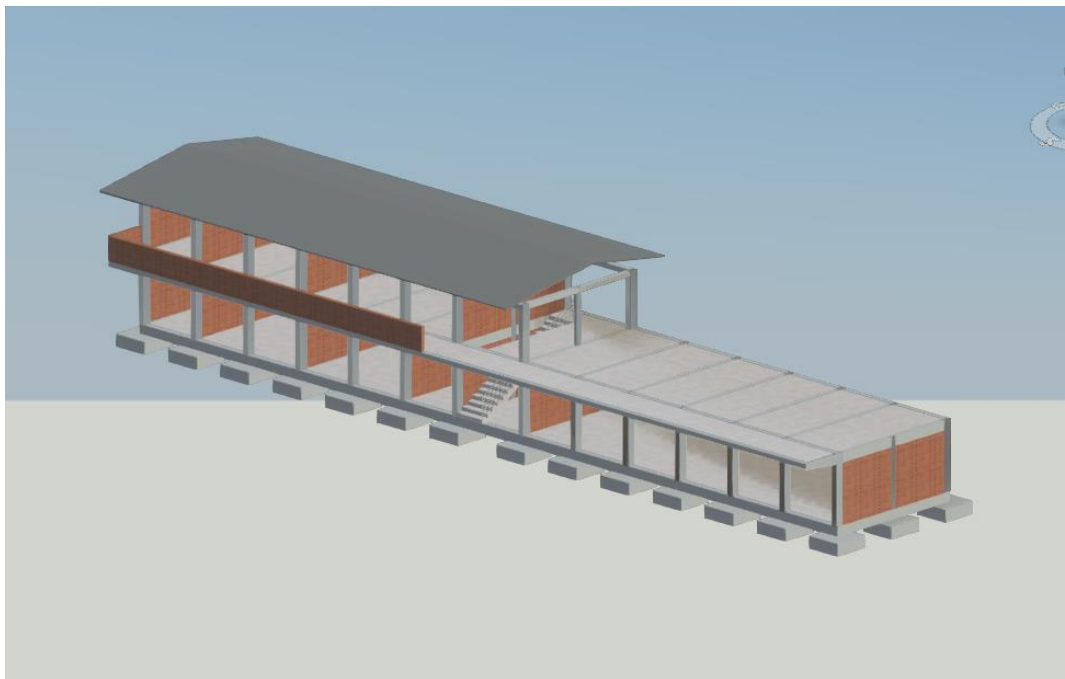
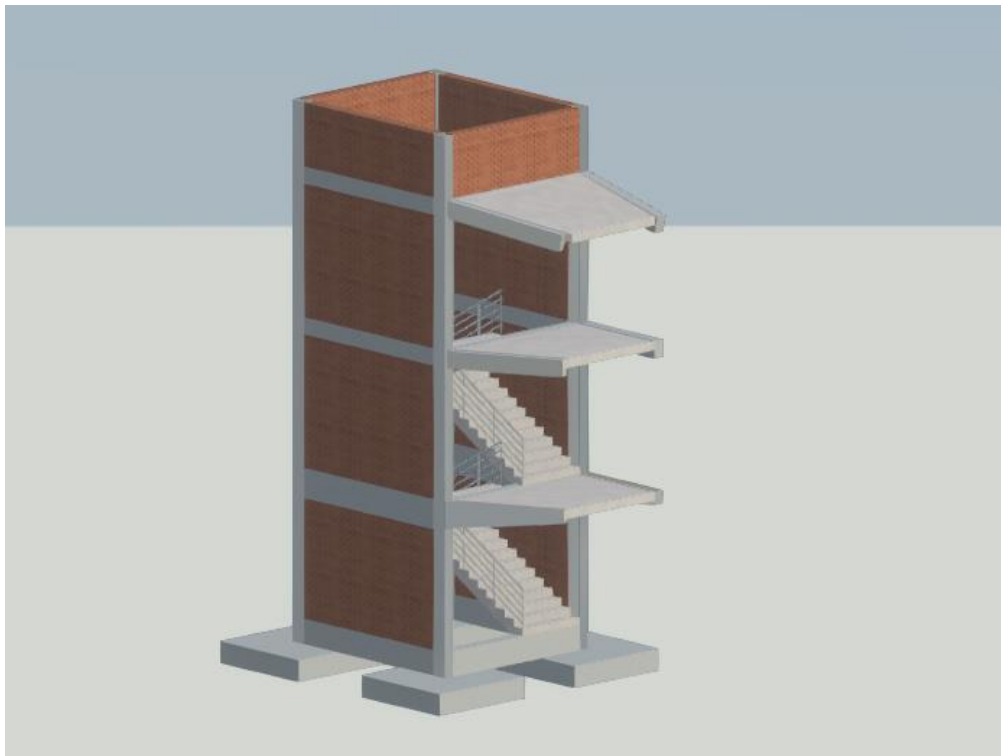


Figura 34

Vista 3D de la Escalera del Colegio Juan Pablo II Sarabamba



3.6.1.6. Definición de los criterios sísmicos para la formulación del espectro de diseño

La norma E.030:2018 ha sufrido modificaciones respecto a la norma E.030:2006, para asegurar la seguridad de las edificaciones frente a sismos. Siendo así los criterios sísmicos para la formulación del espectro de diseño que fueron utilizados en el expediente técnico han cambiado, lo que también ha llevado a que el espectro de demanda cambie. Por tanto, se formuló el nuevo espectro de diseño para el análisis estático – dinámico de acuerdo a la norma E.030:2018, mismo que se usó como espectro base para el análisis Pushover.

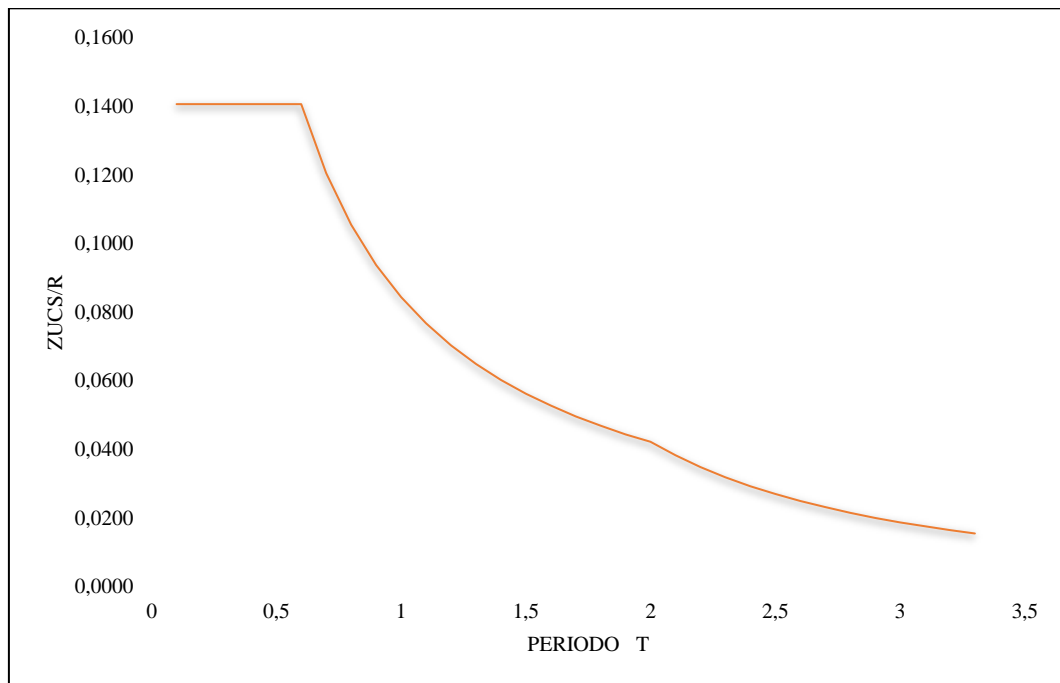
Tabla 16

Consideraciones e Hipótesis para el Análisis Sísmico

Parámetro	De acuerdo al E.T.	Norma E.030:2018	Observación
Z	0.40	0.25	
U	1.30	1.50	
S	1.20	1.20	
Rx	8	8	Fue denominado como sistema dual porque tenía albañilería confinada y pórticos, pero de acuerdo a la norma E.030:2018 un sistema dual es la unión de columnas y placas, por tanto, el sistema en realidad es pórticos en X y albañilería en Y
Ry	8	3	
C	2.50	2.50	

Figura 35

Espectro Sísmico según Norma E.030:2018



3.6.1.7. Metrado de cargas

Previo al modelamiento se realizó el metrado de cargas de los materiales (carga muerta) y de las personas que ocupan los ambientes (carga viva) para poder

asignar las cargas de área, cargas distribuidas en vigas y cargas de cobertura del techo en cada uno de los módulos del colegio Juan Pablo II de Sarabamba. El metrado de cargas se realizó considerando los pesos unitarios de la norma E.020 “cargas” (MVCS, 2006). Para el metrado de cargas en elementos Shell se usó la carga por unidad de área, mientras que, para las cargas en elementos longitudinales se consideró el metrado por metro lineal.

Tabla 17

Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 1

Piso	Detalle	Cant/m2	Unitario (kg)	Peso	
				Por m2	Total (kg/m2)
Carga muerta					
Piso 1	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	
	- Acabados			100	190.0
	- Cielo raso			25	
Carga viva					
	- Pasadizo				400
	- Salón de usos múltiples (Talleres)				300
Carga muerta					
Piso 2	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	
	- Acabados			100	190.0
	- Cielo raso			25	
Carga viva					
	- Pasadizo				400
	- Laboratorio				300
	- Sala de computo				300
Carga muerta					
Techos	- Peso del ladrillo 30x30x12 cm	8.33	6.50	54.1	
	- Cobertura de teja andina			10	89.15
	- Cielo raso			25	
Carga viva de techo					
	- Techos inclinados				50

Tabla 18 *Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas, Módulo N° 1*

Descripción	Espesor de muro (m)	Altura (m)	Peso propio albañilería tarrajada	Por metro (m) lineal	Peso (Kg/m)
Carga distribuida					
Muro 3° Nivel del Eje (5-5)	0.25	3.0	1850	1	1387.50
Segundo Nivel					
Muro lateral del Eje (A-A)	0.25	2.1	1850	1	971.25
Muro lateral del Eje (C-C)	0.25	1.4	1850	1	647.50
Muro Frontal	0.15	1.05	1850	1	291.38
Tercer Nivel					
Muro lateral del Eje (A-A)	0.25	2.1	1850	1	971.25
Muro lateral del Eje (C-C)	0.25	1.4	1850	1	647.50
Muro Frontal	0.15	1.05	1850	1	291.38

Tabla 19 *Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 2*

Piso	Descripción	Cant/m2	Peso unitario (kg)	Peso por m2	Peso total (kg/m2)
Carga muerta					
Piso 2	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	190.0
	- Acabados			100	
	- Cielo raso			25	
Carga viva					
	- Pasadizo				400
	- Aulas				250
	- Baños				300
Carga muerta					
Techos	- Peso del ladrillo 30x30x12 cm	8.33	6.50	54.1	89.15
	- Cobertura de teja andina			10	
	- Cielo raso			25	
Carga viva de techo					
	- Techos inclinados				50

Tabla 20 *Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas del Módulo N° 2*

Descripción	Espesor de muro (m)	Altura (m)	Peso propio albañilería tarrajada	Por metro (m) lineal	Peso (kg/m)
Carga distribuida					
Segundo Nivel					
Muro lateral del Eje (A-A)	0.25	2.1	1850	1	971.25
Muro lateral del Eje (C-C)	0.25	2.1	1850	1	971.25
Muro entre Eje (1-1, 2-2)	0.25	3.25	1850	1	1503.13
Muro Frontal	0.15	1.05	1850	1	291.38

Tabla 21*Metrado de Elementos Shell/Área del Módulo N° 3*

Piso	Descripción	Cant/m2	Peso Unitario (kg)	Peso por m2	Peso Total (kg/m2)
		Carga muerta			
Piso 1	- Peso del ladrillo 30x30x15cm	8.33	9	75.0	175
	- Acabados			100	
		Carga viva			
	- Pasadizo				400
	- Aulas				250

Tabla 22*Metrado para la Asignación de Cargas de Techo del Módulo N° 3*

Calaminas galvanizadas				
Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (mm)	Peso aprox (kg)
Dimensiones y peso	1.8	0.83	22	3.16
Descripción	Cant/m2	Peso Unitario (kg)	Peso por m2	Peso Total (kg/m2)
	Carga muerta			
Techos - Calaminas galvanizadas	1.494	3.16	2.12	
- Cielo raso			25	35.00
- Otros cargas no consideradas			7.88	
	Carga viva de techo			
- Techos de coberturas livianas				30
Metrado de carga por metro lineal (m) en coberturas livianas				
Carga muerta				
Descripción	Ancho (m)	Por metro lineal (m)	Carga muerta kg/m2	Peso (kg)
Eje (14)	1.975	4.28	35.00	296
Eje (13) al Eje (9)	2.75	4.28	35.00	412
Eje (8)	3.125	4.28	35.00	468
Eje (7)	2.15	4.28	35.00	322
	Carga viva de techo			
Eje (14)	1.975	4.28	30.00	254
Eje (13) al Eje (9)	2.75	4.28	30.00	353
Eje (7)	3.125	4.28	30.00	401
Eje (4)	2.15	4.28	30.00	276

Tabla 23*Metrado de Cargas Distribuidas en Vigas del Módulo N° 3*

Descripción	Espesor de muro (m)	Altura (m)	Peso propio albañilería tarrajada	por metro (m) lineal	peso (Kg/m)
Carga distribuida					
Muro Frontal 01	0.15	1.05	1850	1	291.38
Muro Frontal 02	0.15	0.6	1850	1	166.50

Tabla 24*Metrado de Elementos Shell/Área de la Escalera*

Piso	Descripción	Cant/m2	Peso Unitario (kg)	Peso por m2	Peso Total (kg/m2)
Carga muerta					
PISO 1	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	165.0
	- Acabados			100	
Carga viva					
	- Pasadizo y escalera				400
Carga muerta					
PISO 2	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	165.0
	- Acabados			100	
Carga viva					
	- Pasadizo y escalera				400
Carga muerta					
PISO3	- Peso del ladrillo 30x30x15 cm	8.33	7.8	65.0	216.5
	- Acabados			100	
	- Peso adicional				
	- Tanque elevado		1000		
	- Área m2		19.422	51.5	
Carga muerta					
TECHOS	- Peso del ladrillo 30x30x12 cm	8.33	6.50	54.1	64.15
	- Cobertura de teja andina			10	
Carga viva de techo					
	- Techos inclinados				50

Tabla 25*Metrado para Cargas Distribuidas en Vigas de la Escalera*

Descripción	Espesor de muro (m)	Altura (m)	Peso propio albañilería tarrajada	por metro (m) lineal	peso (Kg/m)
Carga distribuida					
Muro Frontal	0.15	1.05	1850	1	291.38

3.6.1.8. Modelamiento en ETABS 2016

El modelamiento en ETABS 2016 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba permitió realizar el análisis estático-dinámico de acuerdo a la norma E.030:2018 de diseño sismorresistente en Perú. Este software se utilizó para crear un modelo estructural tridimensional del colegio, donde se definen vigas, columnas, losas y muros de albañilería. Además, se aplicaron las cargas estáticas y dinámicas generadas por el sismo, considerando la ubicación geográfica del colegio y las características del terreno. Asimismo, se realizó un análisis estático no lineal de acuerdo a la norma ATC-40 (1996), que permitió considerar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales bajo cargas sísmicas. Por último, se utilizaron técnicas de elementos finitos para evaluar el comportamiento de subestructuras específicas, como conexiones y zonas de concentración de esfuerzos, con el fin de asegurar una mayor precisión en el diseño sismorresistente del colegio Juan Pablo II de Sarabamba, siendo así, se aplicó el método de elementos finitos previo al análisis lineal y no lineal de la edificación, para al final comparar los resultados de todos los métodos de análisis.

a. Equipos y/o materiales

- Computadora portátil
- Software ETABS vs. 2016, AutoCAD 2018, Excel 2022.
- Expediente técnico de la edificación
- Informe de mecánica de suelos y esclerometría
- Hoja de cálculo (metrado) de cargas

b. Procedimiento

Se abrió el programa ETABS 2016 y se completó ejes, número de pisos y espaciado entre ejes.

Se colocaron las propiedades del concreto, acero y unidades de albañilería en el programa ETABS 2016, de acuerdo a los resultados de los ensayos de esclerometría y a las características específicas en el expediente técnico del colegio Juan Pablo II de Sarabamba.

Tabla 26

Propiedades de los Materiales de Acuerdo al E.T.

Propiedad	Concreto	Acero	Albañilería
Resistencia a compresión (kg/cm ²)	210	4200	65
Peso específico (ton/m ³)	2.40	7.85	1.85
Módulo de elasticidad (ton/m ²)	2173706.51	20000000	325000

Se definieron las secciones de los objetos frame (columnas, vigas), introduciendo el número de barras de acero longitudinal y de confinamiento de acuerdo al tipo de columna.

Figura 36

Detalle de las Columnas del Módulo N° 1 y N° 2

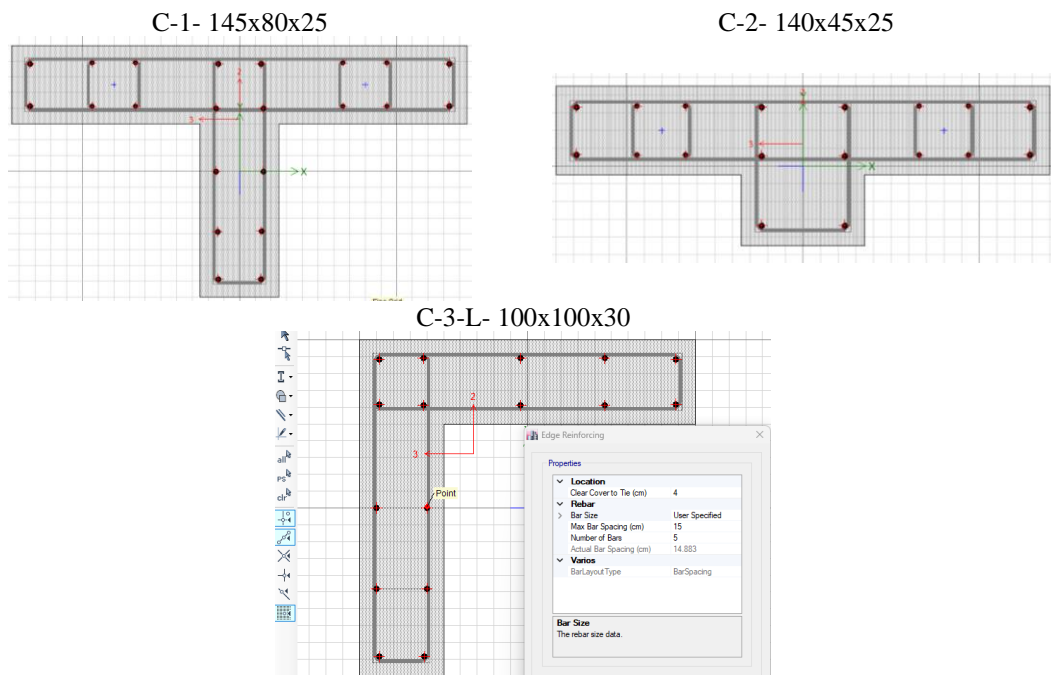
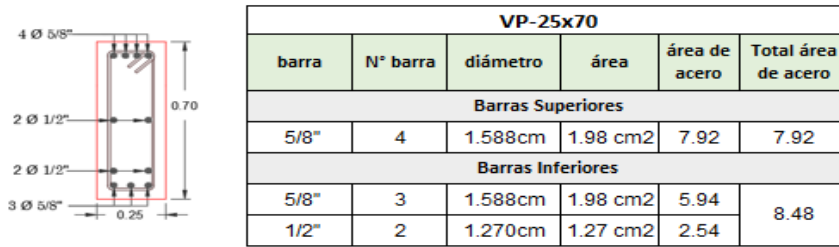


Figura 37 Detalle de las Vigas del Módulo N° 1 y N° 2

VP-25x70



VP-35x70

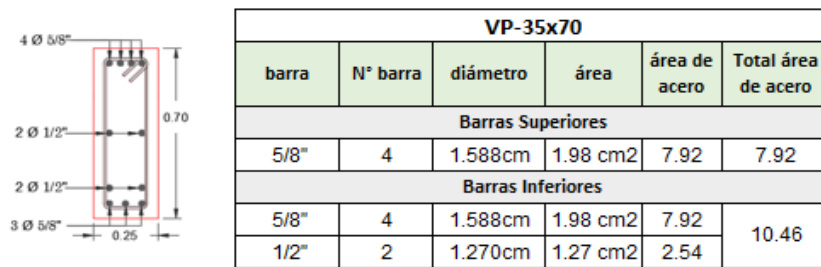


Figura 38 Vista de Elementos del Módulo N° 3

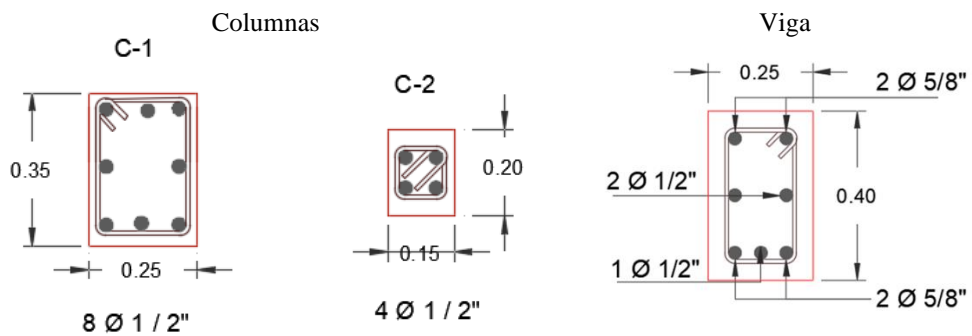


Figura 39 Vista de Elementos de la Escalera

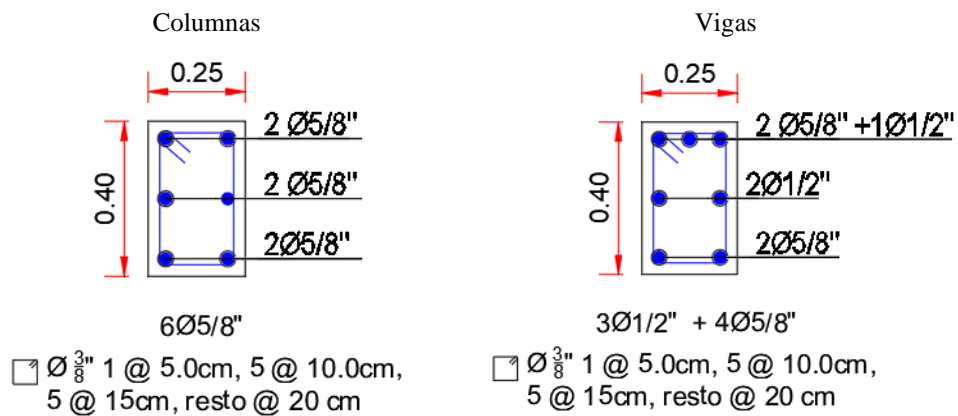


Figura 40

Definición de Dimensiones de las Losas Aligeradas de 0.20 m

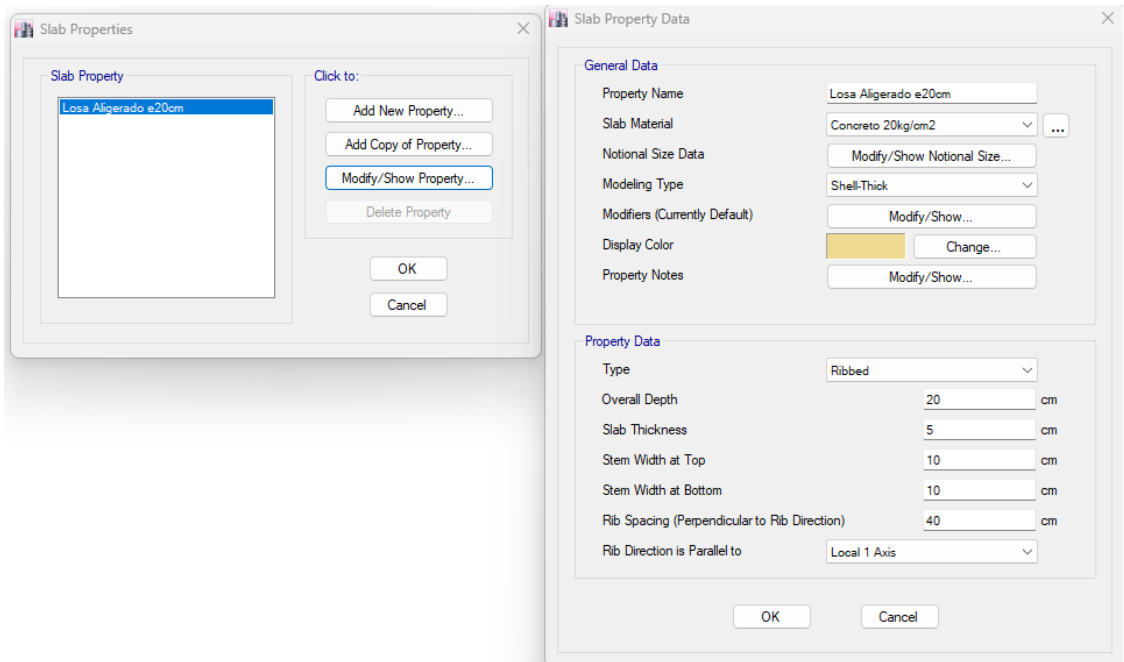
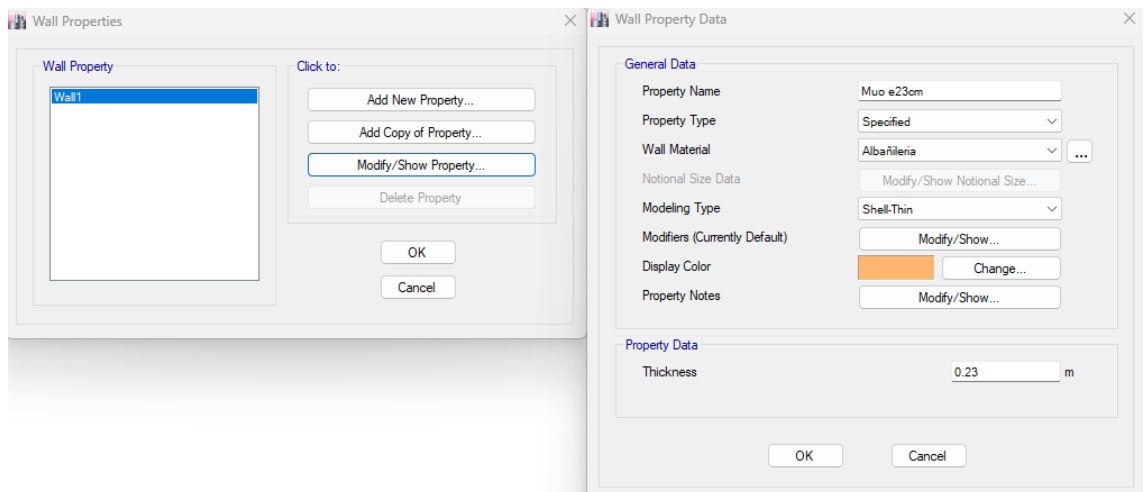


Figura 41

Definición de Dimensiones de los Muros de Albañilería



Luego se dibuja en el programa ETABS 2016, se dibujan columnas, vigas, losas y muros de albañilería de acuerdo a los planos del expediente técnico y las medidas tomadas en campo en la verificación de dimensiones. Para finalmente, realizar el chequeo general de la edificación.

Figura 42

Vista del Modelo del Módulo N° 1 en Planta

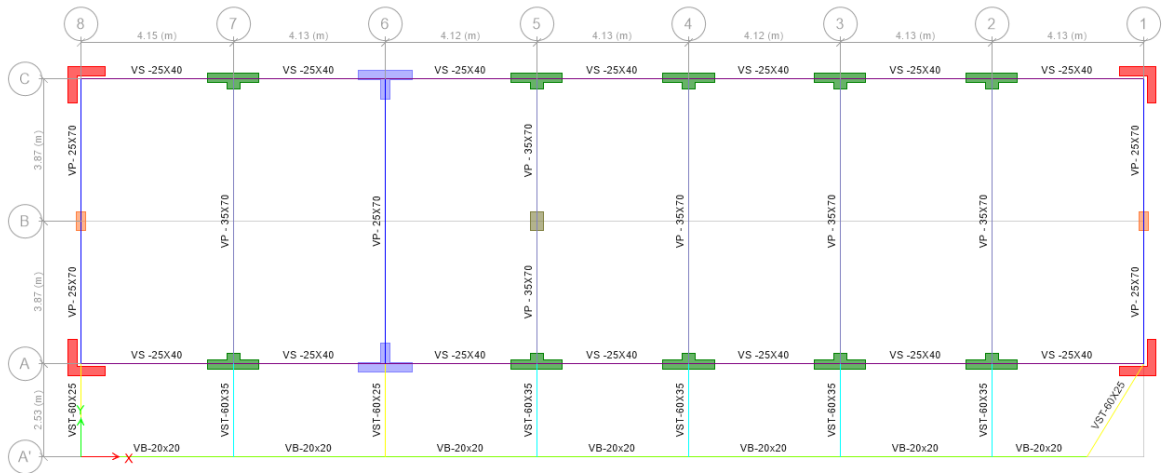


Figura 43

Vista del Modelo del Módulo N° 2 en Planta

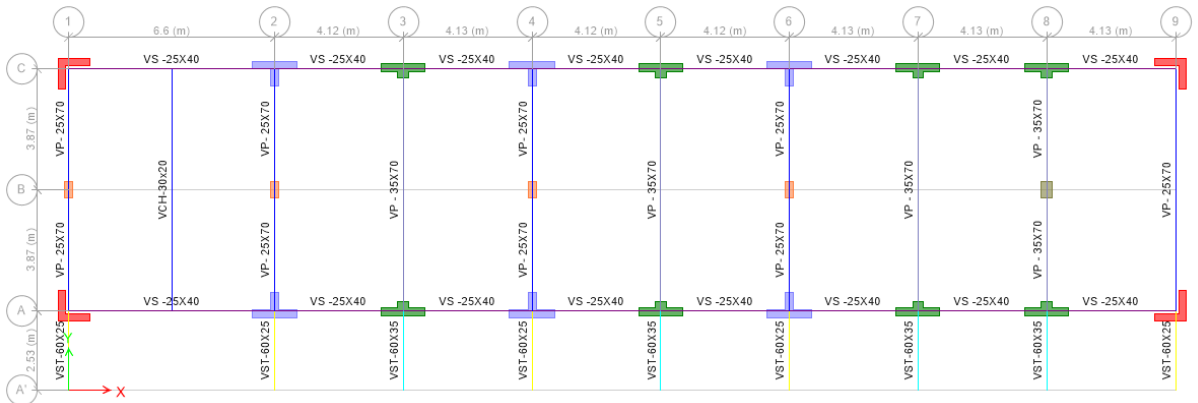


Figura 44

Vista del Modelo del Módulo N° 3 en Planta

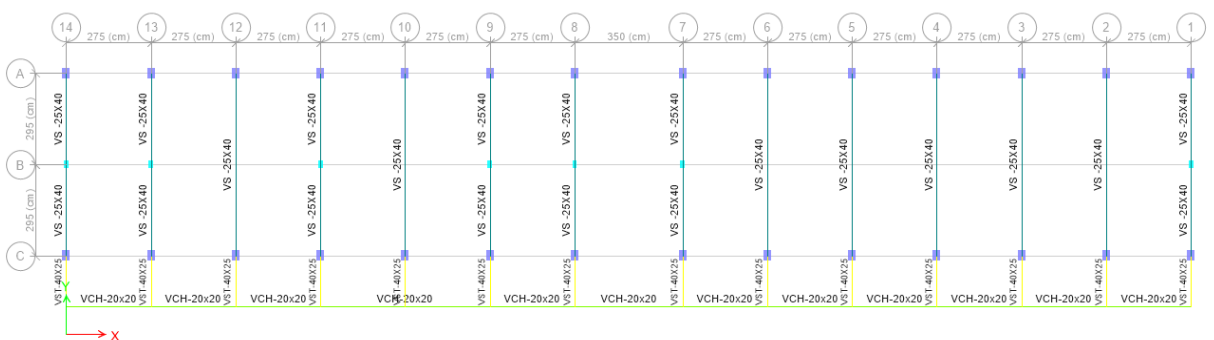
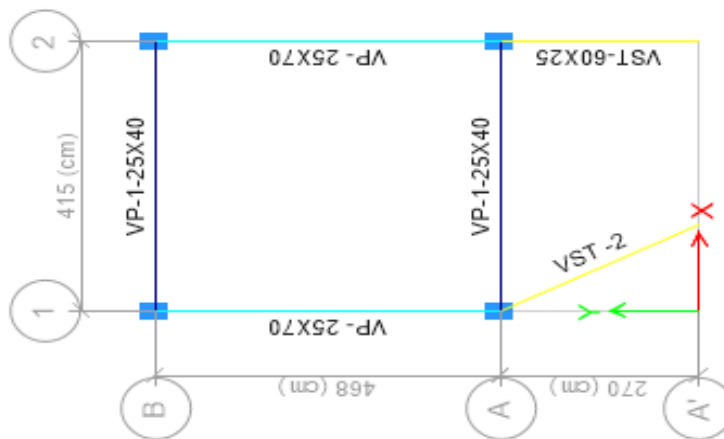


Figura 45

Vista del Modelo de la Escalera en Planta



Después, se definieron los tipos de carga, carga por peso propio (Dead), cargas vivas (Live), carga viva de techo (Roof Live). Para ello primero se realizó el metrado de cargas vivas y muertas por cada nivel de acuerdo a la norma E.020 (MVCS, 2006). Definidas las cargas se procedió a plantear la asignación de cargas uniformes en elementos Shell/Área.

Luego se definió el peso de la edificación (como se va a calcular la masa). “En edificaciones de las categorías A y B se tomó el 50% de la carga viva, en azoteas y techos en general se tomó el 25% de la carga viva” (MCVS, 2018).

Se colocó las restricciones de la base y se creó el brazo rígido.

En este punto el análisis se vuelve variante. Cuando se trabajó con el método estático dinámico y estático no lineal no se discretizaron los elementos, mientras que, cuando se utilizó el método de elementos finitos se realizó el mallado de losas, vigas y columnas, mientras que, los muros de albañilería fueron reemplazados por el método del puntal equivalente, para transferir las cargas. Luego se liberaron los momentos en muros de albañilería, se creó el diafragma rígido y se asignó el mismo. Finalizando con ello el modelamiento y dejando el modelo listo para realizar el análisis sísmico.

Figura 46

Vista del Módulo N° 1 en ETABS 2016 (Modelado)

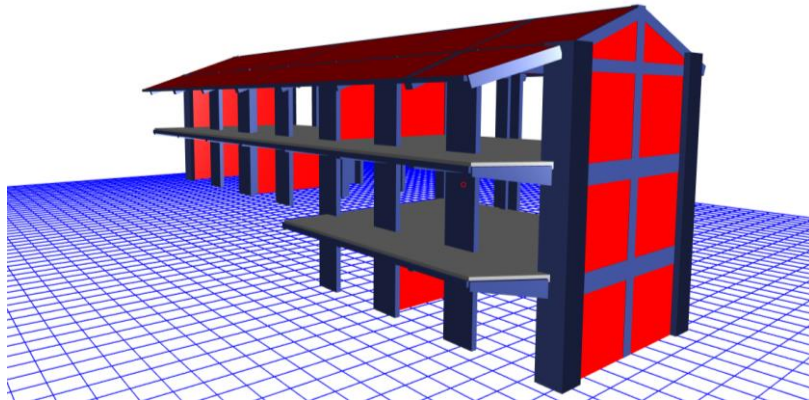


Figura 47

Vista del Módulo N° 2 en ETABS 2016 (Modelado)

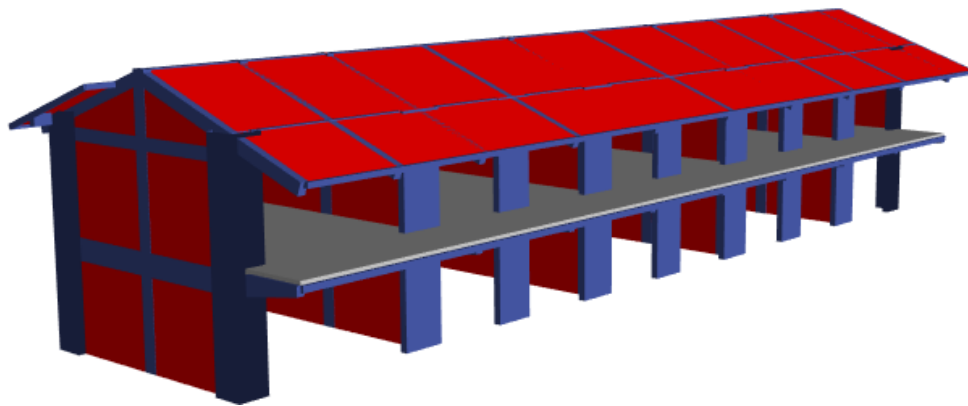


Figura 48

Vista del Módulo N° 3 en ETABS 2016 (Modelado)

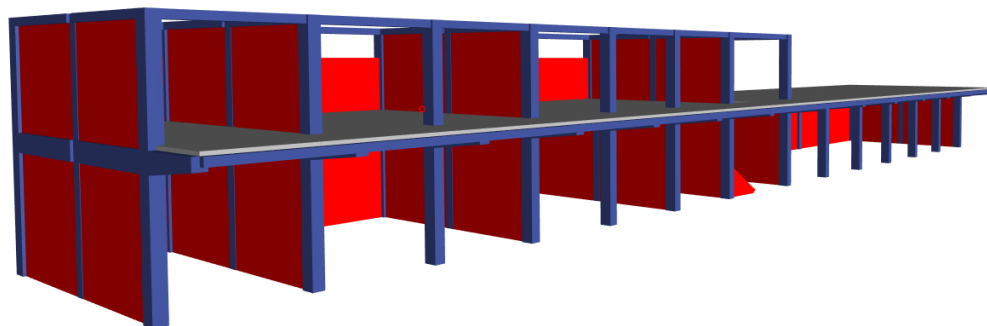
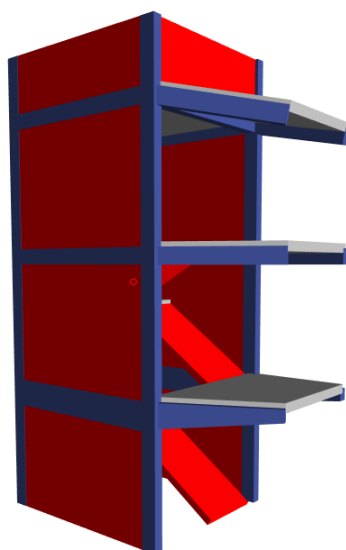


Figura 49

Vista de la Escalera en ETABS 2016 (Modelado)



3.6.1.9. Análisis de elementos finitos aplicados: Aplicados previo al análisis estático dinámico lineal y estático no lineal /Pushover) de la edificación

Una vez generado el modelo geométrico de los módulos del colegio Sarabamba y asignadas las propiedades mecánicas del material, se procede a realizar el mallado del modelo geométrico.

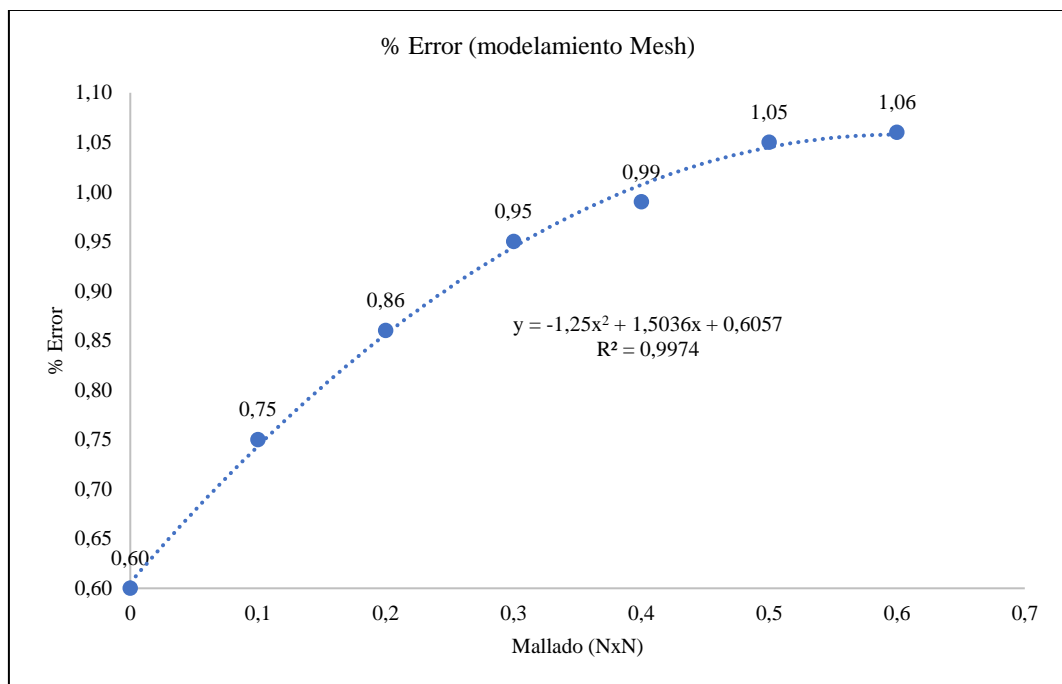
La creación de una malla implica dividir el dominio del modelo geométrico en subdominios más pequeños, donde se aproximan los parámetros de interés. La calidad de la malla, incluyendo la densidad, tamaño, tipo y forma de los elementos, tiene un impacto significativo en los resultados. En general, una malla adecuada se puede identificar por su apariencia visual, donde los elementos no están distorsionados y no hay cambios abruptos de tamaño entre ellos.

Para elegir el tamaño de la malla $N \times N$ para la discretización, se ha trabajado con el procedimiento dado por Muñoz (2020) en el curso “Diseño con la NTE E.030-2018, ATC-40:96, NTE E.060-2009 y ACI.318.19 3ra edición”

donde explica que se debe definir la malla más adecuada de acuerdo al porcentaje de error del modelo, considerando que, si el porcentaje de error es muy bajo, la edificación estará siendo muy flexibilizada lo que, no es conveniente, pero tampoco es conveniente trabajar con un porcentaje de error mayor a la unidad porque demuestra que la edificación no está adquiriendo la flexibilidad pertinente para el análisis lo que, podría afectar significativamente los resultados del estudio, sobre todo si se habla de un análisis por desempeño, donde se debe representar el comportamiento no lineal. Por ello, se espera que el porcentaje de error sea igual a la unidad (1) para que el mallado sea el adecuado.

Figura 50

Porcentaje de Error para la Elección del Tamaño de Malla



Después de definir el porcentaje de error se ha elegido la malla de 0.40x0.40, y se ha aplicado la misma para la discretización de elementos estructurales de los módulos del colegio Sarabamba, Chota.

Figura 51

Discretización del Módulo N° 1

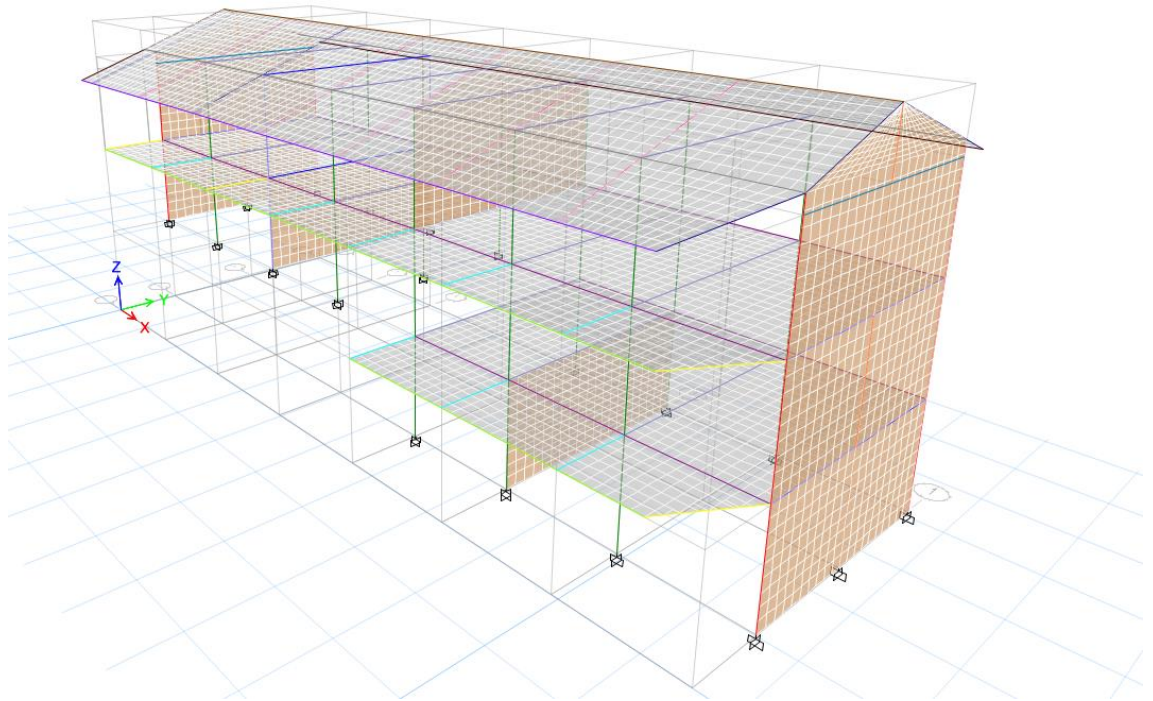


Figura 52

Discretización del Módulo N° 2

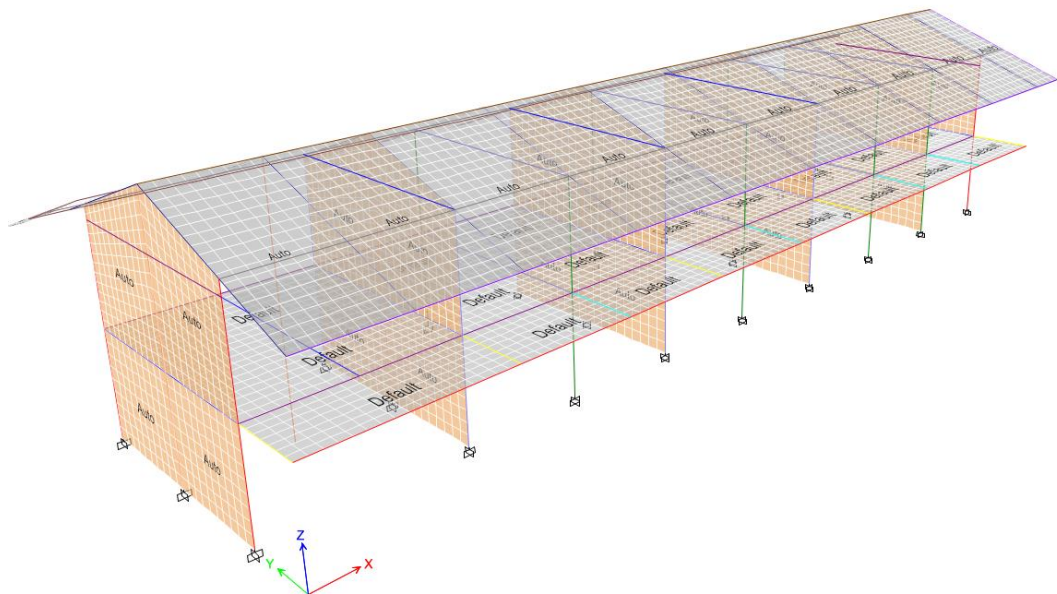


Figura 53

Discretización de Elementos Estructurales del Módulo N° 3

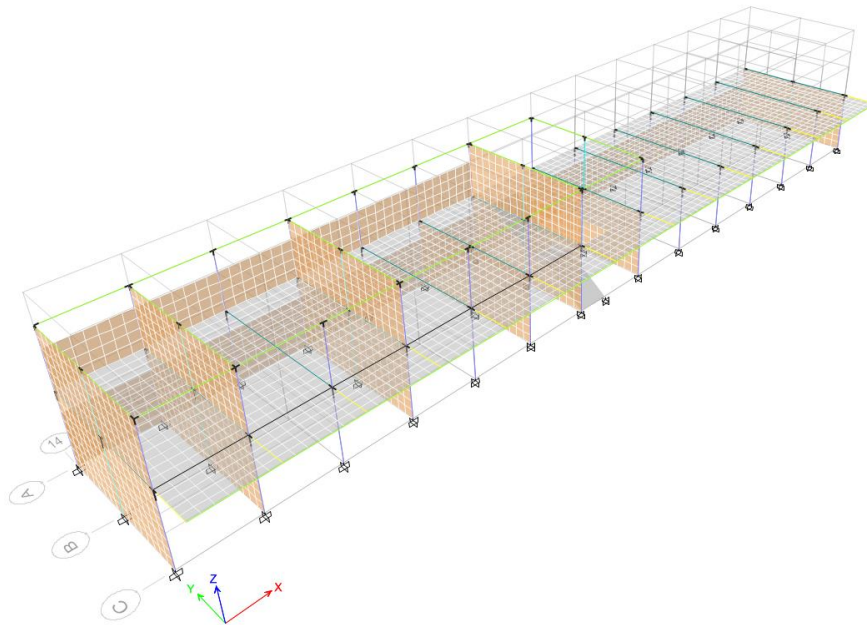
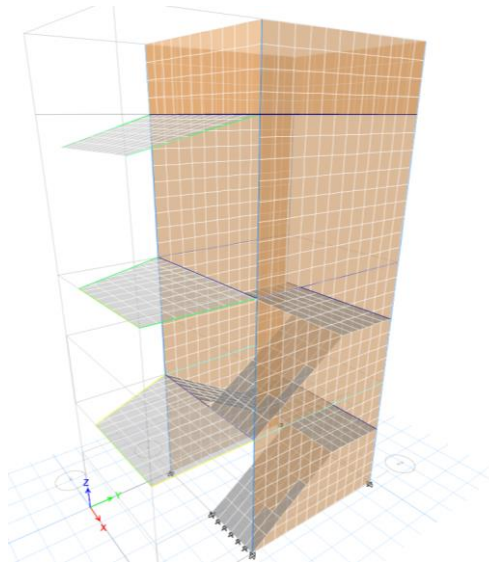


Figura 54

Discretización de Elementos Estructurales de la Escalera



Después de discretizar los componentes estructurales de cada uno de los módulos de la edificación se continúa con el proceso de análisis, este abarca la realización del análisis estático-dinámico de acuerdo a la norma E.030:2018 y el análisis estático no lineal de acuerdo a la norma ATC-40:1996.

3.6.1.10. Análisis estático dinámico de la edificación

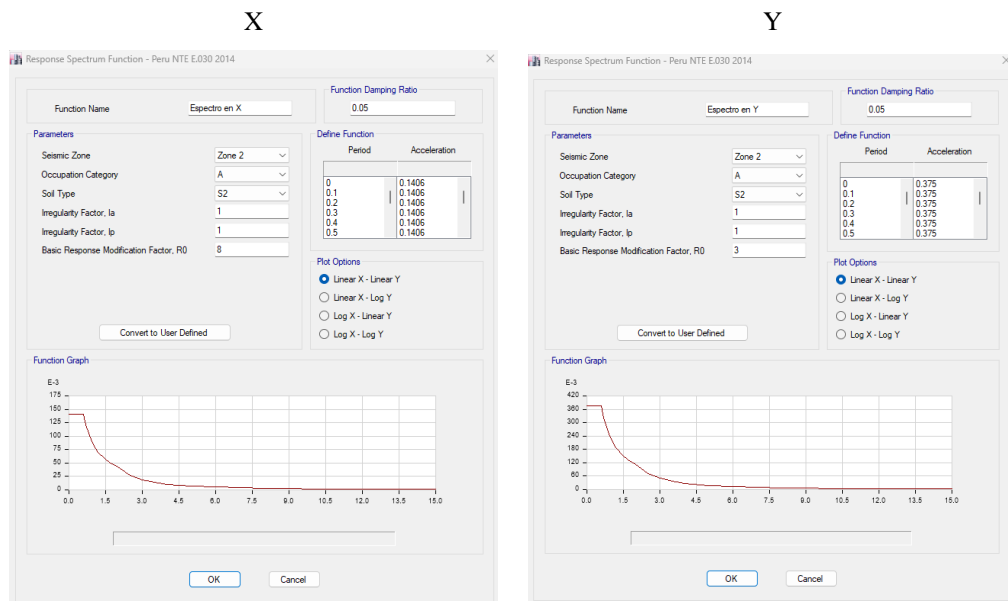
Para realizar el análisis estático de los módulos se han definido los parámetros sísmicos Z, U, C, S, R en base a la norma E.030:2018, lo que ha permitido estimar la fuerza cortante en la base.

Pero luego para plantear el análisis dinámico se ha definido el sismo estático en X y el sismo estático en Y en el programa ETBAS 2016.

Para cada módulo se ha colocado el coeficiente de cortante en la base que es de 0.141 y 0.375 en la dirección de “x” e “Y” respectivamente (determinado a partir de las ecuaciones para fuerza cortante de la base, dadas en la norma E.030:2018), el valor de $k_x=1$ y con una excentricidad de 5%.

Figura 55

Espectro de Demanda en X e Y para el Análisis Dinámico



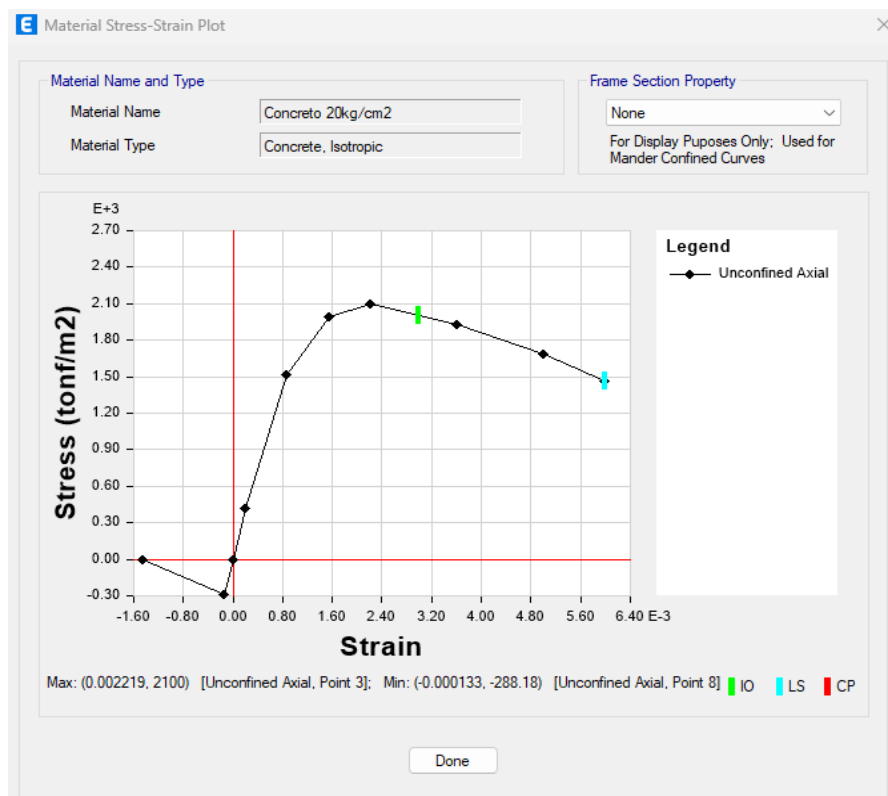
Finalmente, se ejecutó el análisis en ETABS 2016, verificando los modos de vibración, así como, encontrando la fuerza cortante dinámica, derivas y desplazamientos.

3.6.1.11. Análisis estático no lineal (Pushover) de la edificación

Como fase inicial de la aplicación del método estático no lineal (Pushover), además de haber adicionado las propiedades lineales de los materiales en el modelamiento de la edificación, se deben definir sus características no lineales. Las propiedades no lineales del concreto se observan en “Nonlinear Material Data”, se ha trabajado con un tipo de curva “Hysteresis Type” del modelo de “Concreto “y la curva de esfuerzo deformación con “Mander”. Las propiedades no lineales del acero 4200 kg/cm², se observan en “Nonlinear Material Data”, se trabajó con un tipo de curva “Hysteresis Type” del modelo de “Kinematic “y la curva de esfuerzo deformación con “Simple”.

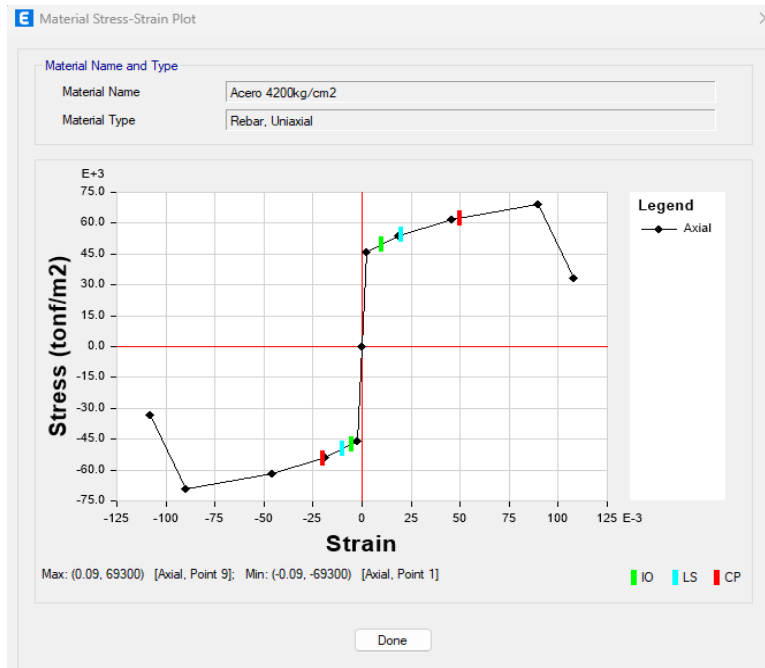
Figura 56

Curva Esfuerzo – Deformación del Concreto



Nota: curva esfuerzo – deformación del concreto en ETABS 2016.

Figura 57 Curva Esfuerzo – Deformación del Acero



Nota: curva esfuerzo – deformación del acero en ETABS 2016.

Luego, conforme indica el ATC-40 (método del espectro de capacidad) se procede a reducir la rigidez de los elementos estructurales (vigas y columnas) debido a que, con el tiempo estos ven mermada su capacidad de rigidez, siendo así se aplica la Tabla 9-3 “Component initial stiffnesses” de la norma ATC-40.

Tabla 27 Reducción de Rigideces ATC-40 & FEMA 440 (Método del Espectro de Capacidad)

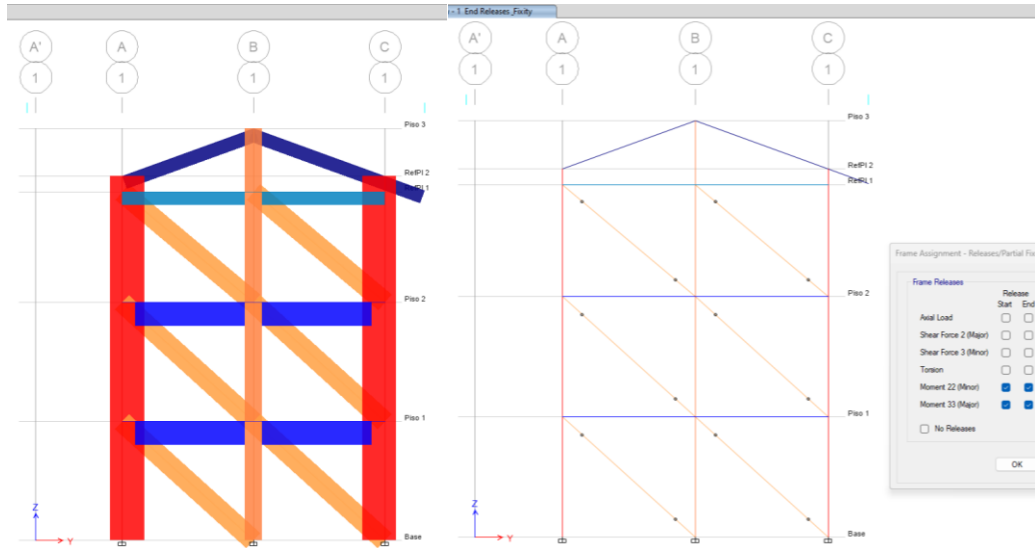
Componente	Flexural rigidity	Shear rigidity	Axial rigidity
Vigas no pretensadas	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en compresión	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

Nota: “ E_c módulo de elasticidad del concreto”, “ I_g inercia gruesa de la selección”, “ A_w área transversal a corte de la sección”, “ A_g área gruesa de la sección” (ACT-40, 1996).

En cuanto a la albañilería esto de acuerdo al método estático no lineal se reemplaza por un puntal diagonal del modelo FEMA 356 - ASCE 41 (ver en anexo “Determinación del puntal diagonal”, para mayor detalle). Siendo así, en el programa ETABS 2016 se creó el puntal diagonal como una sección de viga inclinada.

Figura 58

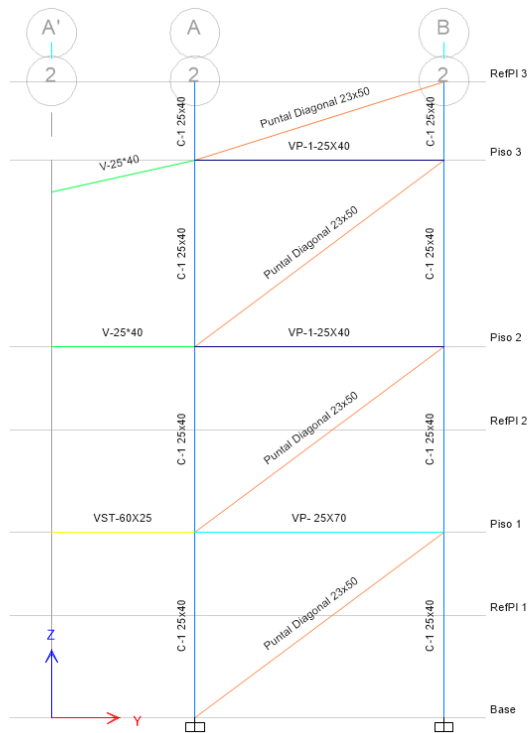
Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 1



Nota: En el diagrama se muestra la dirección de la fuerza por puntal diagonal equivalente colocado en el módulo N° 1 para reemplazar a las fuerzas generadas por el muro de albañilería.

Figura 59

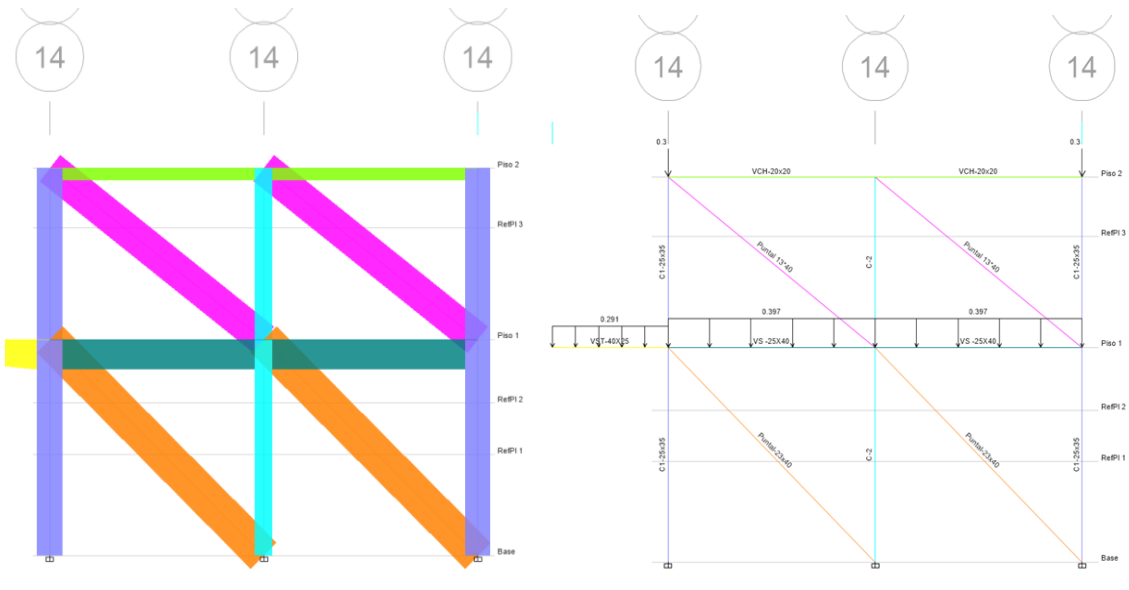
Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 2



Nota: En el diagrama se muestra la dirección de la fuerza por puntal diagonal equivalente colocado en el módulo N° 2 para reemplazar a las fuerzas generadas por el muro de albañilería.

Figura 60

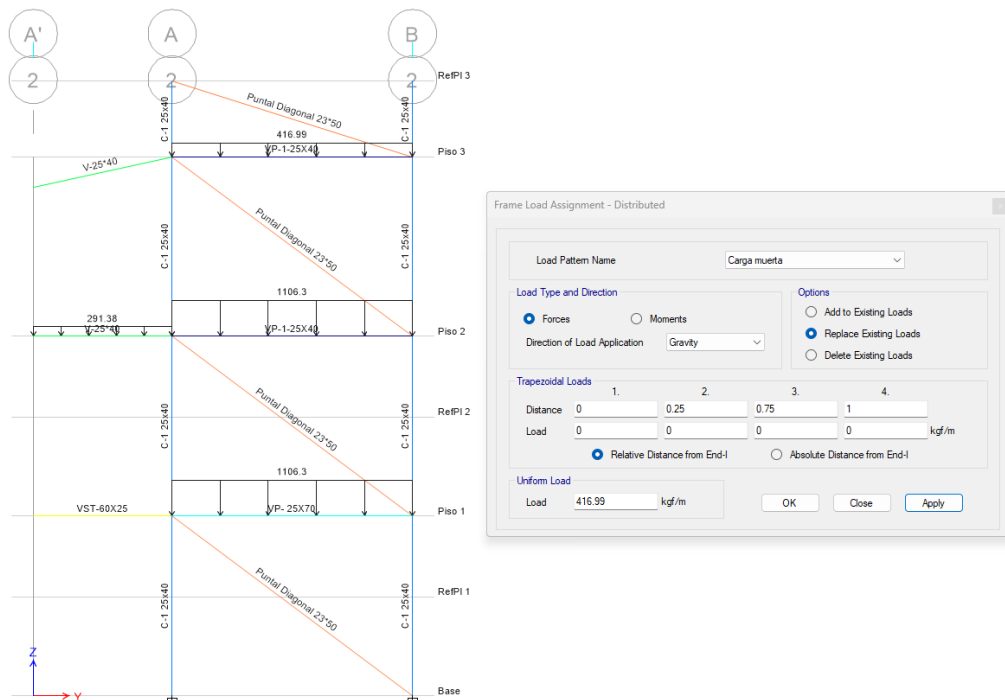
Diagrama del Puntal Diagonal en el Módulo N° 3



Nota: En el diagrama se muestra la dirección de la fuerza por puntal diagonal equivalente colocado en el módulo N° 3 para remplazar a las fuerzas generadas por el muro de albañilería.

Figura 61

Diagrama del Puntal Diagonal en la Escalera

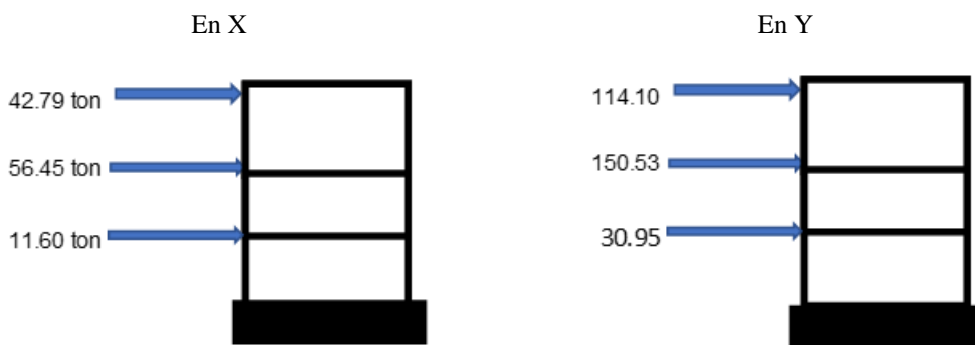


Nota: En el diagrama se muestra la dirección de la fuerza por puntal diagonal equivalente colocado en el módulo N° 4 para remplazar a las fuerzas generadas por el muro de albañilería.

Para el análisis Pushover se ha utilizado la fuerza sísmica definida tanto en X como en Y para luego considerar a estas como las fuerzas laterales que, generan el colapso de la edificación. Se asignan estas fuerzas laterales a cada uno de los módulos.

Figura 62

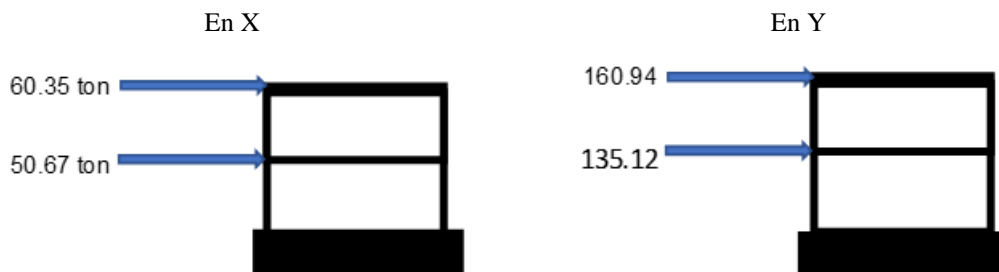
Fuerza Sísmica para el Módulo N° 1



Nota: estas fuerzas se determinan a partir del análisis estático (para más detalle ver anexo).

Figura 63

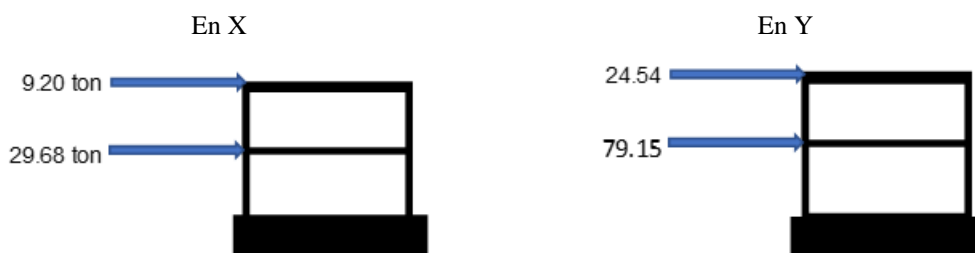
Fuerza Sísmica para el Módulo N° 2



Nota: estas fuerzas se determinan a partir del análisis estático (para más detalle ver anexo).

Figura 64

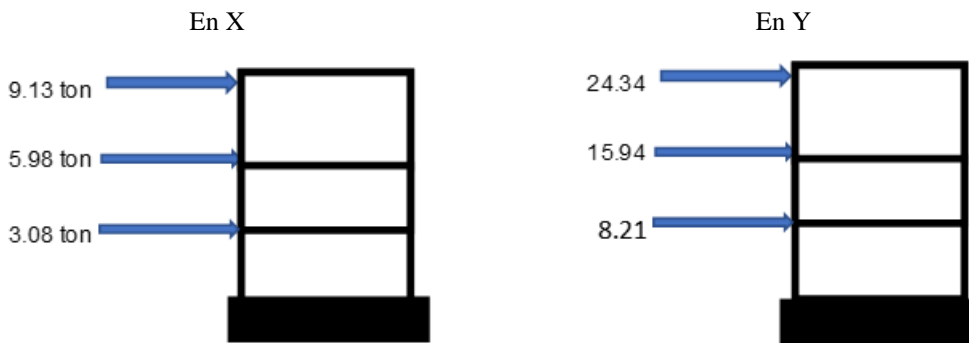
Fuerza Sísmica para el Módulo N° 3



Nota: estas fuerzas se determinan a partir del análisis estático (para más detalle ver anexo).

Figura 65

Fuerza Sísmica para la Escalera



Nota: estas fuerzas se determinan a partir del análisis estático (para más detalle ver anexo).

Luego se colocaron los pesos de carga muerta, viva y de techo que fueron medrados en el modelamiento y se crea la carga gravitacional no lineal. El Fema 356 (2000), establece la ecuación para la componente de carga de gravedad:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \tag{25}$$

Donde, Q_D carga muerta, Q_L carga viva = $0.50 L + 0.25 Lr$, por lo tanto:

$$Q_G = 1.1D + 0.55L + 0.275Lr \tag{26}$$

Así mismo, cuando los efectos de la gravedad y las cargas sísmicas son simultáneos, las cargas se obtienen de acuerdo a la ecuación:

$$Q_G = 0.9 \times Q_D \tag{27}$$

Después se planteó el análisis modal – espectral, para ello se carga el sismo de servicio, sismo de diseño, sismo máximo correspondiente a la norma ATC-40 e iguales a 0.5, 1.0 y 1.5 del espectro de demanda de diseño (norma E.030:2018), respectivamente.

Tabla 28 *Representación de la Demanda Sísmica*

Sismo	Gravedad	Método de cálculo
De servicio (SS)	0.255 g	0.50 SD
De diseño (SD)	0.450 g	SD
Máximo (SM)	0.562 g	1.5 SD

Nota: (ACT-40, 1996).

Se aplicaron condiciones del modelo Pushover. Se asignaron las rótulas plásticas en puntos discretos predefinidos (hinges). Las rótulas en vigas se asignan a una distancia de formación pertinente para que no se realice dentro de la unión con la columna, sino cerca. En las vigas de amarre a 0.05 del inicio y 0.95 del final. La asignación de rótulas en columnas es automática.

Finalmente, una vez establecido los casos de carga no lineales con el patrón de fuerzas laterales se corrió el modelo y se obtuvo la curva de desempeño, los puntos de colapso, el punto de desempeño, entre otros datos de interés.

3.6.2. *Procesamiento de datos*

Se utilizaron técnicas computacionales para el procesamiento de información, incluyendo datos de esclerometría, bosquejos y planos de la institución educativa en CAD y Revit 2022. El objetivo fue llevar a cabo el modelamiento en ETABS 2016, y efectuar el análisis sísmico de los tres módulos y la escalera. Para lograr esto, se emplearon varios métodos de análisis, como el análisis estático-dinámico, estático no lineal y de elementos finitos aplicados. Estos métodos permitieron obtener datos para el estudio de las derivas y desplazamientos de la estructura.

Finalmente, para presentar de manera clara y concisa los resultados obtenidos, se procesaron los datos en el programa Microsoft Excel 2022. Esto permitió generar tablas y gráficos resumen, los cuales fueron utilizados para comparar la eficiencia de los diferentes métodos de análisis sísmico empleados.

3.6.3. *Análisis de datos*

Como parte del análisis de datos, se realizó el análisis descriptivo exhaustivo de la información obtenida a partir del modelamiento y análisis sísmico del colegio de Sarabamba en Chota, con el fin de evaluar la eficacia de

tres métodos específicos: el método estático-dinámico lineal, el método estático-dinámico no lineal y el método de elementos aplicados. El objetivo principal de este análisis fue determinar cuál de estos métodos demostraría ser más eficiente en términos de tratamiento de la información. Para lograr este objetivo, se consideró como criterio de evaluación el número de rótulas plásticas determinado en cada uno de los métodos. A través de esta medida, se pudo evaluar la calidad y precisión de cada método en la identificación de dichas rótulas.

$$Eficiencia (\%) = \frac{N^{\circ} \text{ de rótulas en el límite de seguridad}}{N^{\circ} \text{ de rótulas plásticas totales}} \quad (28)$$

Ecuación de eficiencia generada a partir de la teoría dada en el manual del (Department of Defense y United States of America, 2003).

Tabla 29

Eficiencia del Modelo: Probabilidad de Colapso de Acuerdo al Número de Puntos de Falla

Probabilidad	Descripción	Decisión
0%-10%	Baja	Actividades menores de mejoramiento
10%-50%	Media	Reforzamiento de elementos estructurales
50%-75%	Alta	Reacondicionamiento estructural
75% a 100%	Muy alta	Rediseño de la edificación

Nota: Adaptado de (Department of Defense y United States of America, 2003).

También, se llevó a cabo el análisis estadístico en Minitab 22 con el propósito de evaluar y determinar la aceptación o rechazo de la hipótesis nula (Ho) y alternativa (H1). Se acepta Ho si el valor p es mayor al nivel de significancia establecido en 0.05, con un nivel de confianza del 95%. Los datos utilizados en este análisis incluyeron las derivas, desplazamientos, así como el número de puntos de colapso de la edificación ante sismos: frecuente, de diseño y máximo.

3.7. Aspectos éticos

Según Parra & Briceño (2013) para que la investigación tenga calidad, es necesario que los investigadores cumplan con los cánones de rigor científico,

además no sólo se debe generar conocimiento, sino contribuir a la solución de los problemas relevantes para los seres humanos. Los criterios aplicados fueron:

Creatividad, sensibilidad, flexibilidad y habilidad del investigador: Para adaptarse a las distintas situaciones que puedan surgir durante el estudio.

Coherencia metodológica y congruencia en el método utilizado: Debe seguir una metodología coherente y consistente en su enfoque y aplicación. Esto implica que el método utilizado debe estar alineado con los objetivos de la investigación y ser apropiado para abordar la pregunta de investigación planteada.

Muestreo apropiado: Para obtener información de calidad, es necesario utilizar un muestreo adecuado. Esto implica seleccionar muestras representativas que permitan generalizar los resultados obtenidos a la población objetivo.

Recolección y análisis de información congruente: Se logran a través de una recolección y análisis de información congruente. Esto significa que los datos recolectados deben ser relevantes y consistentes. Además, el análisis de los datos debe llevarse a cabo de manera rigurosa y precisa, utilizando métodos y técnicas apropiadas.

Además de estos criterios de rigor científico y aspectos éticos, existen otros que también fueron relevantes en esta investigación, como la transparencia en la presentación de los resultados, la ética en el trato y la revisión ética por parte del asesor de la investigación. Estos criterios adicionales aseguran la calidad y la integridad de la investigación.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

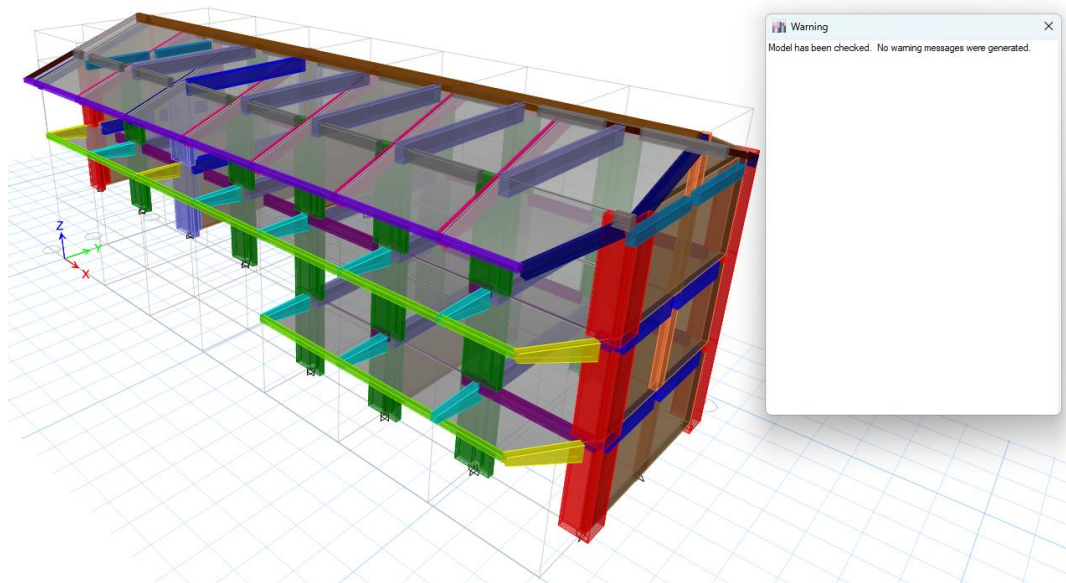
4.1. Descripción de resultados

4.1.1. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método estático-dinámico de la norma E.030 (MCVS, 2018)

El comportamiento sismorresistente del colegio Juan Pablo II de Sarabamba en Chota se evaluó utilizando el método estático-dinámico establecido en la norma E.030:2018 de diseño sismorresistente en Perú. Este método combina el análisis estático y el análisis dinámico para comprobar la capacidad del edificio frente a eventos sísmicos. En primer lugar, el análisis estático considera las fuerzas sísmicas estáticas. Por otro lado, el análisis dinámico considera el comportamiento del edificio frente a las aceleraciones sísmicas.

Figura 66

Vista del Modelo del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico



El módulo N° 1 del colegio Juan Pablo II Sarabamba presenta cortante dinámica en X e Y que es inferior al 80% de la cortante estática. Esta discrepancia se debe a que los parámetros de análisis sísmico, como la zona sísmica en la que se halla el colegio, el factor U de la categoría de la edificación y los factores relacionados con el perfil del suelo, han sido actualizados. Es importante destacar que la estructura fue diseñada inicialmente siguiendo la norma E.030:2006, la cual tenía consideraciones y valores distintos para los parámetros sísmicos. Sin embargo, con la publicación de la nueva norma E.030:2018, se han establecido cambios en dichos parámetros, lo cual ha generado una diferencia.

Es fundamental aclarar que el hecho de que la estructura no cumpla con esta condición no implica necesariamente que presente un problema estructural. La norma E.030:2018 establece que, en casos en los que no se cumpla con este requerimiento, se deben escalar todas las fuerzas internas de la estructura, a excepción de los desplazamientos. Además, es importante destacar que el factor de escala no se utiliza como una corrección, sino como una medida de seguridad. Esto se debe a que un análisis dinámico tiene en cuenta los diferentes modos de vibración de la estructura, es decir, cómo se mueve ante la acción sísmica. Por lo tanto, este tipo de análisis es más preciso, aunque aún existe incertidumbre debido a que no se puede predecir con precisión cómo actuará un terremoto. Por esta razón, se establece un límite para el cortante dinámico, que suele ser el 80% o 90% del cortante estático. El análisis estático, por otro lado, es más conservador, pero menos preciso, ya que solo considera un modo de vibración de la estructura.

En este sentido, los factores de escala se utilizan para amplificar el espectro de demanda y obtener resultados más confiables sobre la resistencia

sísmica de la edificación. Por lo tanto, en el módulo N° 1 en las direcciones X e Y se ha utilizado factores de escala de 5.69 y 1.83, respectivamente.

Tabla 30

Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 1

Módulo N° 1	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante		
Estática	108.07	288.20
Dinámica	15.19	126.11
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	14	44
Factor de escala	5.69	1.83

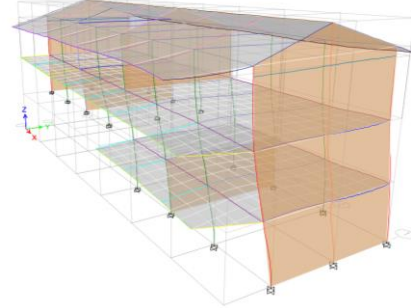
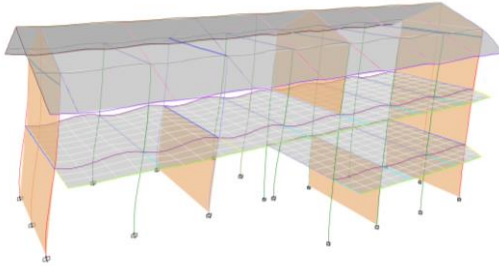
En el caso del módulo N° 1, se encontró que los modos de vibración cumplen con los requisitos establecidos en la norma. Estos modos de vibración se refieren a las formas en las que la estructura se mueve en respuesta a una excitación dinámica. El primer y segundo modo de vibración del módulo N° 1 es de traslación, lo que significa que la estructura se desplaza horizontalmente en el plano del suelo. Estos modos tienen un periodo de 0.160 y 0.134 segundos, respectivamente, lo que indica la duración de un ciclo completo de vibración en este modo. El tercer modo de vibración es de rotación, lo que implica que la estructura rota alrededor de un punto fijo. Este modo tiene un periodo de 0.083 segundos, lo que indica la duración de un ciclo completo de vibración en este modo. Además de los periodos de vibración, la Tabla 31 presenta los valores de la masa participativa para cada uno de los modos del módulo N° 1, donde la masa participativa apoya la respuesta dinámica en cada modo de vibración.

Figura 67

Modos de Vibración del Módulo N° 1

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.160

Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.134



Modo N° 3, rotación con periodo de 0.083

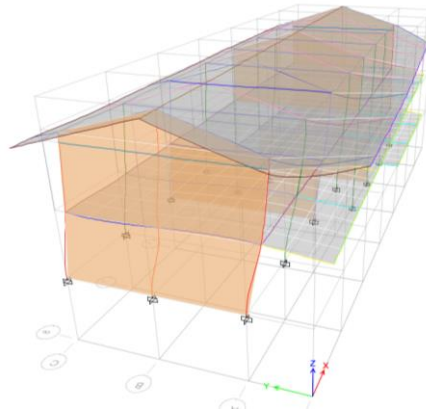


Tabla 31

Periodos y Masa Participativa por Modo del Módulo N° 1

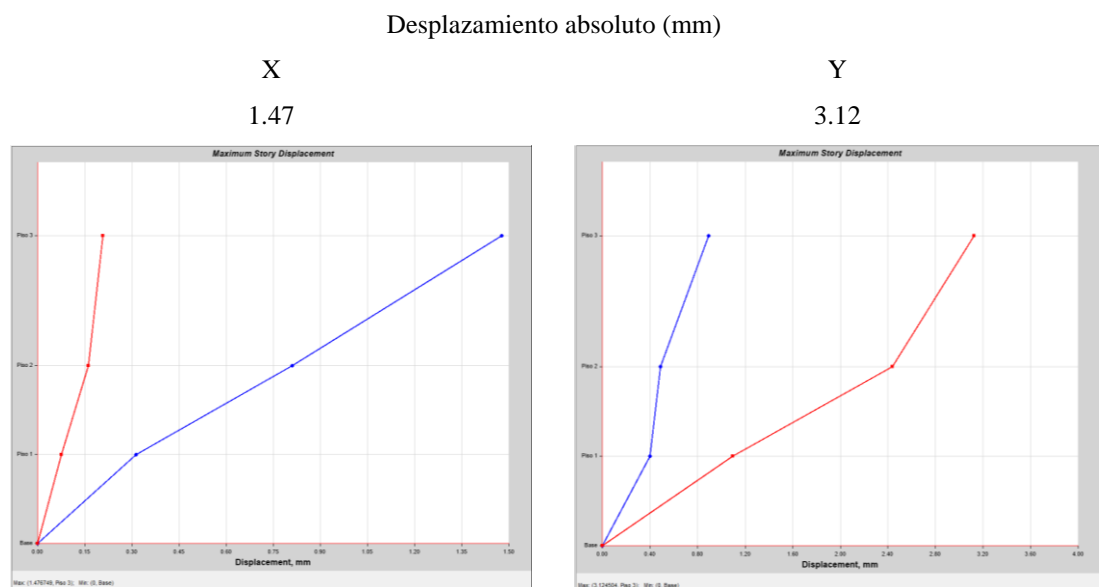
Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.16	0.8144	0.0035	0.0000	0.0002	0.2204	0.0035
2	0.134	0.0054	0.6463	0.0000	0.0658	0.0030	0.1961
3	0.083	0.0003	0.1970	0.0000	0.1398	0.0005	0.6539
4	0.059	0.0086	0.0945	0.0000	0.2999	0.0385	0
5	0.056	0.0284	0.0018	0.0000	0.0007	0.1187	0.0173
6	0.053	0.0882	0.0019	0.0000	0.0430	0.3714	0.0154
7	0.052	0.0097	0.0042	0.0000	0.0003	0.0383	0.0172
8	0.049	0.0000	0.0003	0.0000	0.0014	0.0001	0
9	0.045	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0
10	0.045	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0
11	0.045	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0
12	0.045	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0

Nota: Obtenido a partir del análisis estático y dinámico en ETABS 2016 para el módulo N° 1.

El desplazamiento absoluto del módulo N° 1 en la dirección X e Y se refiere a la distancia que el módulo se ha movido en cada una de esas direcciones frente a un evento sísmico. El desplazamiento absoluto del módulo N° 1 en la dirección X e Y es igual a 1.47 y 3.12 mm respectivamente. Con esta información, se puede inferir que el módulo N° 1 en un sismo de diseño se alejaría 1.47 mm de su posición inicial en X y 3.12 mm en Y. Esto proporciona una medida cuantitativa del cambio de posición del módulo y permite realizar análisis precisos del movimiento y la trayectoria del mismo.

Figura 68

Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 1



Las derivas relativas del módulo N° 1 en los pisos 1, 2 y 3 en X, sistema estructural de concreto armado, son menores a 0.007, según lo estipulado en la norma E.030:2018. Por otro lado, en Y, sistema estructural de albañilería confinada, las derivas relativas también son menores a 0.005, lo cual asegura que se cumpla con lo establecido por la norma E.030:2018.

En este caso, al verificar que las derivas relativas se encuentran por debajo de los límites establecidos, se confirma que los sistemas cumplen con las normativas vigentes, de la norma E.030 (MCVS, 2018). Esto asegura que la estructura del edificio está diseñada y construida de manera adecuada y resistente ante las posibles cargas y sismos a los que pueda estar expuesta.

Tabla 32

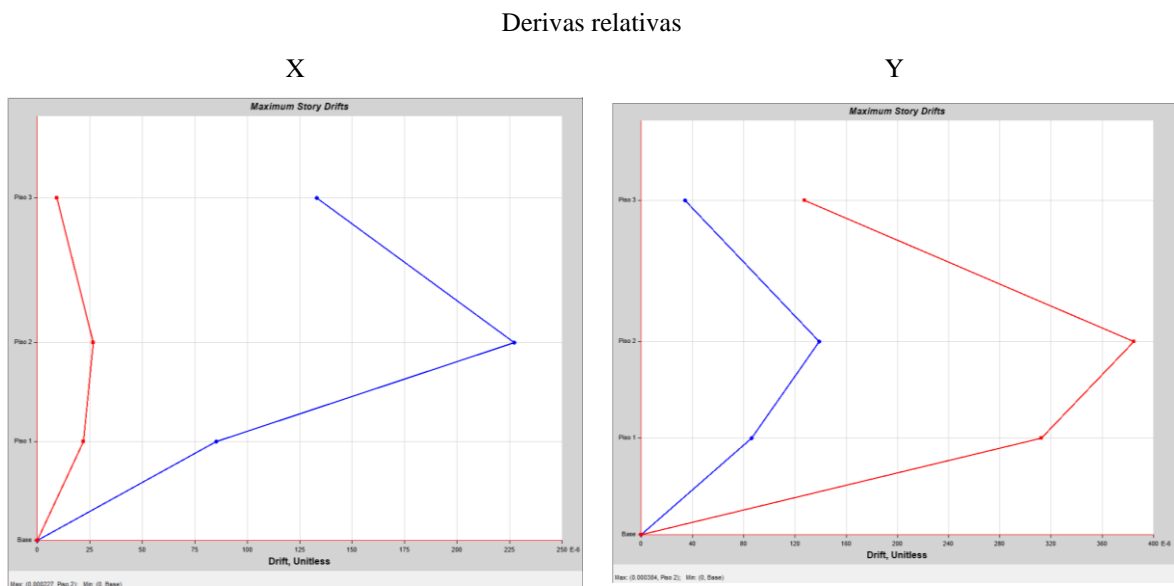
Derivas Relativas del Módulo N° 1

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 3	0.000133	0.000798	Cumple	0.0000128	0.0000288	Cumple
Piso 2	0.000227	0.001362	Cumple	0.000384	0.000864	Cumple
Piso 1	0.000085	0.00051	Cumple	0.000313	0.00070425	Cumple

Nota: Obtenido a partir del análisis estático (ver anexo).

Figura 69

Derivas Relativas del Módulo N° 1



El módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II cumple con la norma E.030:2018 para edificaciones regulares en cuanto a la cortante dinámica en el eje X. La cortante dinámica en este eje es mayor al 80% de la cortante estática, lo que indica

que la estructura es capaz de resistir las fuerzas laterales aplicadas durante un sismo. Sin embargo, en el eje Y, la cortante dinámica es menor al 80% de la cortante estática, para compensar esta diferencia, se decide multiplicar la cortante dinámica por un factor de escala de 1.10. Esto significa que se aumenta ligeramente la magnitud de la fuerza lateral aplicada en Y para asegurar que la estructura pueda resistir las cargas sísmicas en este sentido de manera adecuada. No obstante, solamente se escala el sismo cuando se realiza el diseño sísmico de las edificaciones, más no cuando se hace la evaluación sísmica, no obstante, solamente para objeto de conocimiento se han presentado los factores de escala de cortante dinámica.

Figura 70

Vista del Modelo del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis Estático y Dinámico

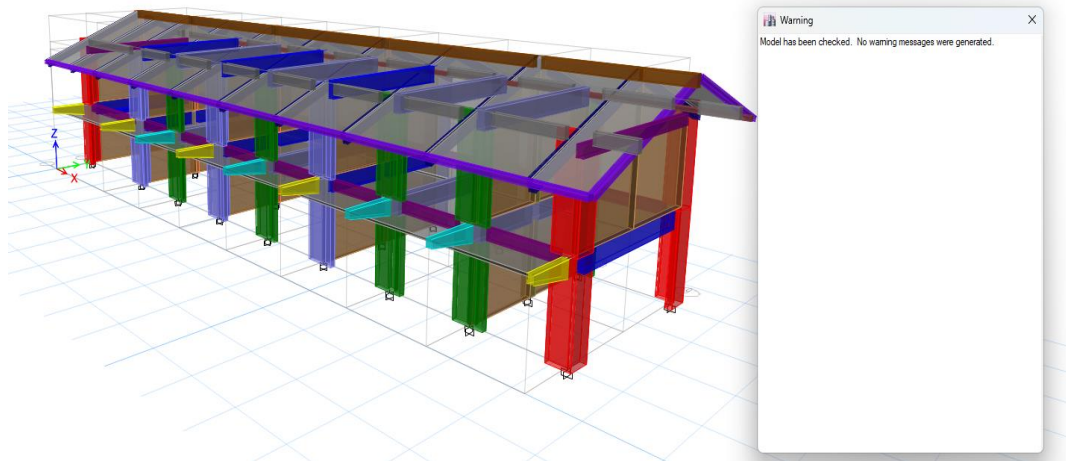


Tabla 33

Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 2

Módulo N° 2	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante Estática	105.78	282.08
Cortante Dinámica	91.95	204.85
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	87.00	73
Factor de escala	1.00	1.10

Nota: Datos obtenidos del análisis estático en ETABS 2016.

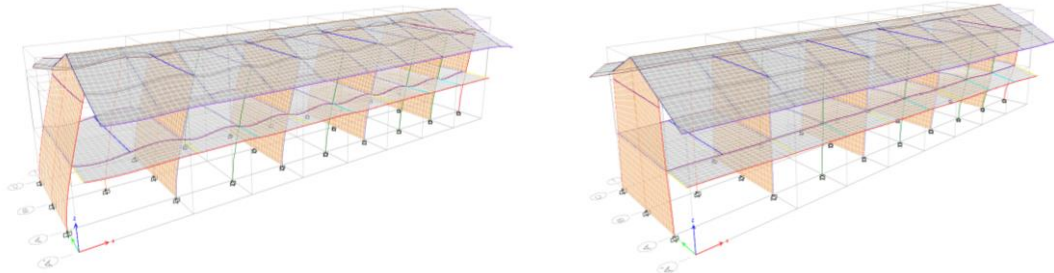
En este caso, el módulo N° 2 presenta tres modos de vibración. El modo N° 1 y el modo N° 2 corresponden a traslación, es decir, la estructura se desplaza horizontalmente. El modo N° 1 y N° 2 tienen un período natural de 0.148 y 0.091 segundos en vibración libre, respectivamente. El modo N° 3 corresponde a rotación, lo que significa que la estructura gira en torno a un punto. El período natural de retorno es de 0.082 segundos, lo que indica que la estructura tarda 0.079 segundos en completar una rotación durante la vibración libre.

Figura 71

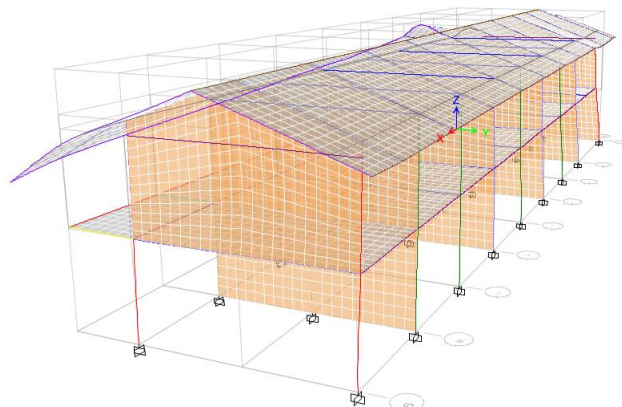
Modos de Vibración del Módulo N° 2

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.148

Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.091



Modo N° 3, rotación con periodo de 0.079



La tabla 34 presenta los períodos y la masa participativa para cada modo de vibración. Cada modo de vibración tiene su propia masa participativa. La masa participativa es la masa de la estructura que contribuye a la respuesta sísmica en cada modo de vibración.

Tabla 34

Modos del Módulo N° 2

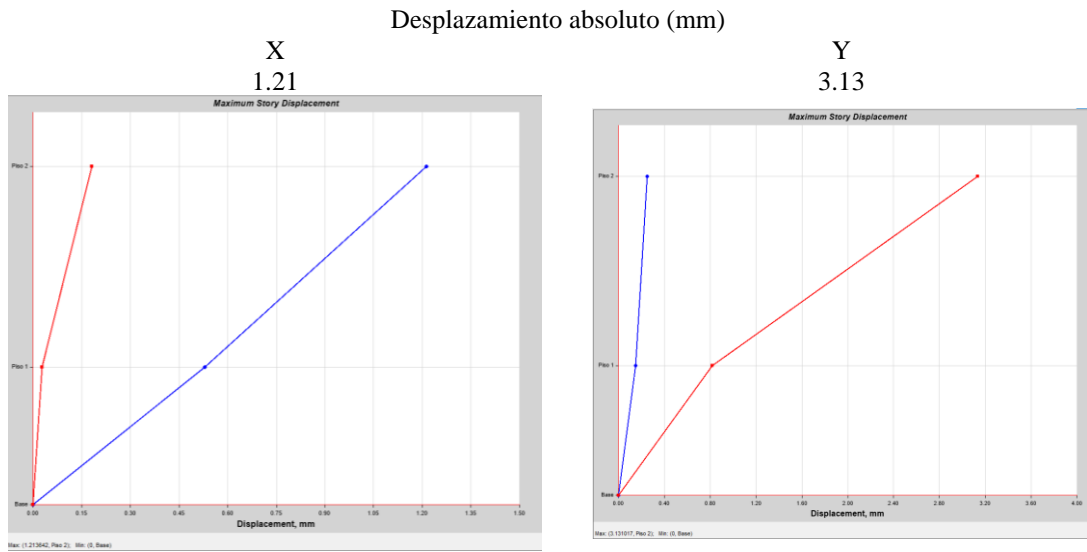
Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.1480	0.8566	0.0000	0.0000	0.0000	0.2718	0.0007
2	0.0910	0.0003	0.5633	0.0000	0.0905	0.0003	0.3243
3	0.0790	0.0002	0.2647	0.0000	0.0526	0.0003	0.4982
4	0.0660	0.0001	0.0227	0.0000	0.0046	0.0002	0.0405
5	0.0630	0.0000	0.0854	0.0000	0.0076	0.0000	0.0025
6	0.0600	0.0000	0.0295	0.0000	0.0001	0.0001	0.0867
7	0.0580	0.0000	0.0121	0.0000	0.0014	0.0000	0.0129
8	0.0530	0.0000	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000	0.0057
9	0.0480	0.0022	0.0005	0.0000	0.0004	0.0096	0.0005
10	0.0470	0.1403	0.0000	0.0000	0.0000	0.6699	0.0000
11	0.0430	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
12	0.0360	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001

Nota: Obtenido a partir del análisis estático y dinámico en ETABS 2016 para el módulo N° 2.

Los desplazamientos absolutos se refieren a la cantidad de movimiento o desplazamiento experimentado por un punto en una estructura durante un sismo. En este caso, se han determinado los desplazamientos absolutos en X e Y, que simbolizan los movimientos horizontales y verticales, respectivamente. De acuerdo con los cálculos, se ha determinado que los desplazamientos absolutos en el módulo número 2 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba alcanzan valores de 1.21 en X y 3.13 mm en Y. Estos valores representan la cantidad máxima de movimiento que se espera que experimente la estructura durante un terremoto. Así mismo, es importante tener en cuenta que estos desplazamientos absolutos se han calculado y estimado utilizando el espectro de diseño de la norma E.030:2018.

Figura 72

Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 2



Las derivas relativas en el módulo N° 2 en el primer y segundo piso de la estructura en X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, han sido evaluadas con la norma E.030:2018. En este caso, se determinó que las derivas relativas en X son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma. Por otro lado, las derivas relativas en Y, que se basa en un sistema de albañilería confinada, son menores a 0.05, lo cual cumple con la norma nacional.

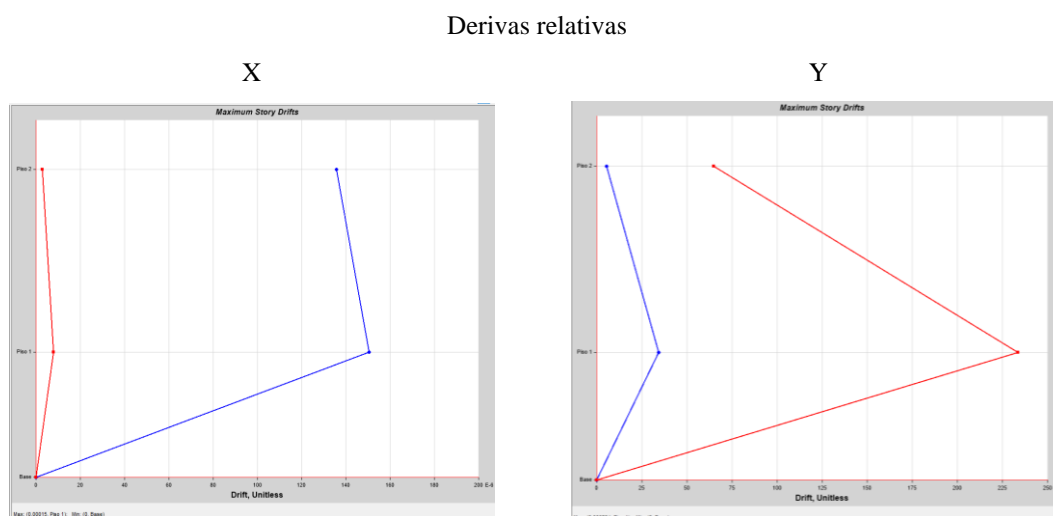
Tabla 35

Derivas Relativas del Módulo N° 2

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8 < 0.007	Y		Ry=3 < 0.005
	Deriva	Deriva.0.75R		Deriva	Deriva.0.75R	
Piso 2	0.000136	0.000816	Cumple	0.000065	0.00014625	Cumple
Piso 1	0.00015	0.0009	Cumple	0.000234	0.0005265	Cumple

Figura 73

Derivas Relativas del Módulo N° 2



El módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II Sarabamba presenta cortante dinámica en X e Y inferior al 80% de la cortante estática. Esta discrepancia se debe a que los parámetros de análisis sísmico, como la zona sísmica en la que se halla el colegio, el factor U de la categoría de la edificación y los factores relacionados con el perfil del suelo, han sido actualizados. Es decir, la edificación se diseñó siguiendo la norma E.030:2006, sin embargo, con la publicación de la norma E.030:2018, se han establecido cambios en los parámetros sísmicos, lo cual ha generado una diferencia en la fuerza cortante en la base del módulo N° 3. Pero, esto se ha corregido a través de un factor de escala para ambas direcciones (X e Y).

En este sentido, los factores de escala se utilizan para amplificar el espectro de diseño y obtener resultados más confiables sobre la resistencia sísmica de la edificación. Por lo tanto, en el módulo N° 3 en las direcciones X e Y se ha utilizado factores de escala de 1.1 y 1.18, respectivamente.

Figura 74

Vista del Modelo del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis

Estático y Dinámico

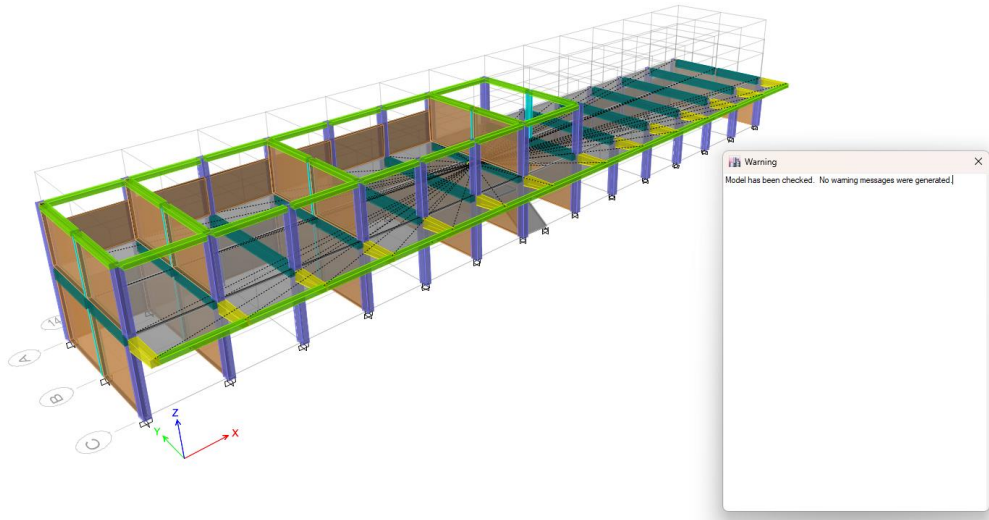


Tabla 36

Cortante Estática y Dinámica en la Base del Módulo N° 3

Módulo N° 3	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante Estática	35.70	95.20
Cortante Dinámica	25.96	64.80
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	73	68
Factor de escala	1.10	1.18

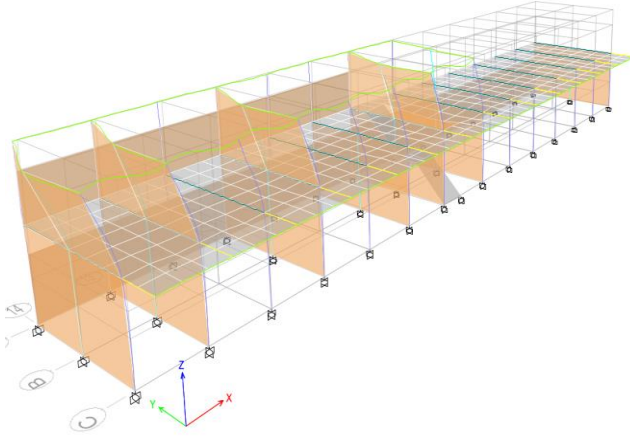
El módulo N° 3 no cumple con los modos de vibración establecidos por la norma E.030:2018 en el análisis dinámico de la edificación. Según esta norma en el artículo 29, una estructura debe presentar dos modos de traslación (primer y segundo modo) y un tercer modo de rotación. Sin embargo, en el caso de esta estructura, los tres modos de vibración generan principalmente traslación en lugar de rotación. En detalle, los tres modos de vibración de la estructura tienen periodos de vibración de 0.145, 0.107 y 0.104 segundos para el modo N° 1, N° 2 y N° 3, respectivamente.

La discrepancia entre los modos de vibración y los establecidos por la norma se debe a la ausencia de un diseño estructural adecuado. El módulo N° 3 era una edificación preexistente a la construcción del módulo N° 1 y N° 2 que se realizó en el 2016, por lo que, esta estructura fue construida muchos años antes, siendo una edificación más antigua, no obstante, como la misma solo tenía un único nivel, fue ampliada y se construyó parcialmente el segundo nivel, lo que ha generado que la estructura pierda rigidez. Esto es validado por López (2014) quien argumenta que, otra posible razón para que una edificación no cumpla con los modos de vibración es la presencia de elementos estructurales que favorecen la generación de modos de vibración de traslación en lugar de rotación. Por tanto, estos elementos (aulas construidas en el segundo nivel del módulo N° 3) podrían estar influenciando negativamente en la respuesta sísmica de la estructura, ya que la rotación es un modo de vibración importante para disipar energía durante un evento sísmico de acuerdo a Bojórquez (2009). Pero, Ramirez (2020) argumenta que, si la edificación presenta deficiencias en términos de rigidez, se pueden implementar medidas para incrementarla, esto puede incluir la adición de elementos estructurales o los reforzamientos adicionales en elementos críticos, ya que una edificación que no cumple los modos de vibración puede tener menor estabilidad estructural, mayor demanda sísmica, menor disipación de la energía sísmica y por ende, mayor susceptibilidad a sufrir daños estructurales durante un sismo, al menos en aquellos elementos que no formaban parte de la construcción inicial de acuerdo a Garcés (2017).

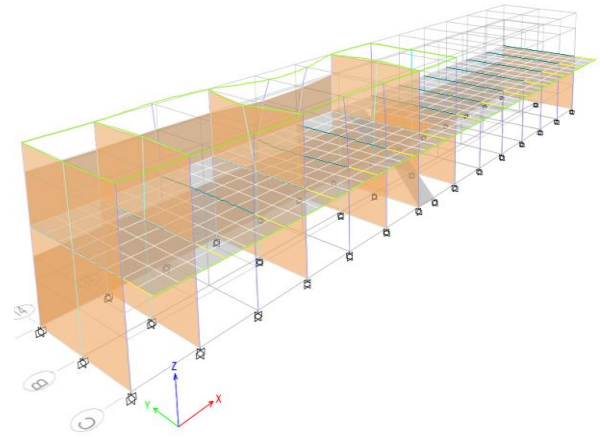
Figura 75

Modos de Vibración del Módulo N° 3

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.137



Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.116



Modo N° 3, traslación con periodo de 0.107

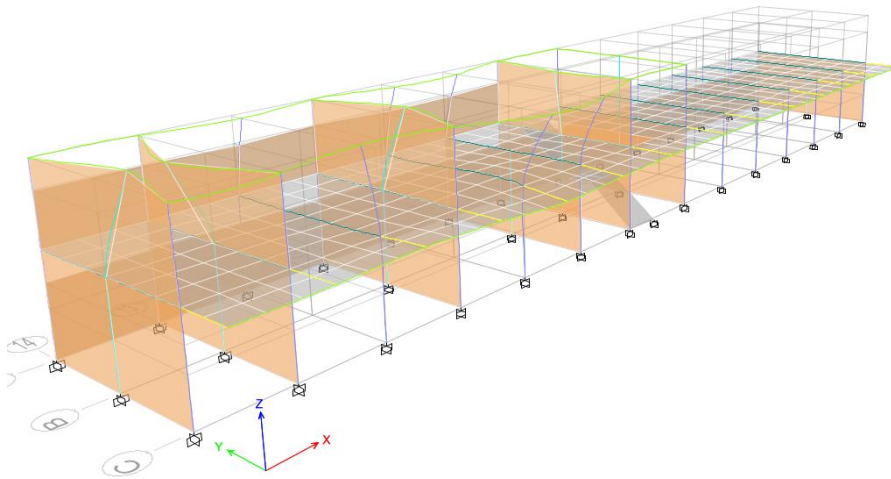


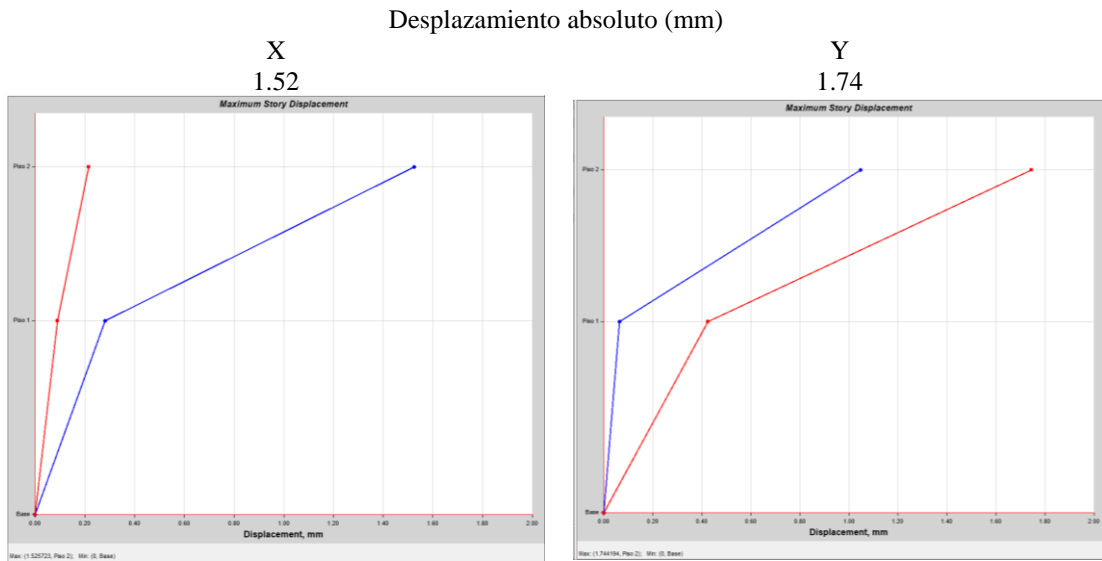
Tabla 37*Modos del Módulo N° 3*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.150	0.647	0.000	0.000	0.000	0.630	0.006
2	0.115	0.000	0.017	0.000	0.070	0.000	0.001
3	0.107	0.333	0.002	0.000	0.002	0.042	0.000
4	0.106	0.006	0.037	0.000	0.141	0.001	0.003
5	0.099	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001
6	0.095	0.000	0.001	0.000	0.003	0.000	0.000
7	0.089	0.000	0.010	0.000	0.034	0.001	0.013
8	0.088	0.000	0.038	0.000	0.119	0.001	0.024
9	0.085	0.002	0.003	0.000	0.004	0.020	0.005
10	0.078	0.000	0.007	0.000	0.015	0.000	0.003
11	0.076	0.000	0.045	0.000	0.057	0.003	0.005
12	0.074	0.001	0.042	0.000	0.035	0.001	0.025
13	0.069	0.000	0.002	0.000	0.000	0.010	0.024
14	0.062	0.000	0.072	0.000	0.001	0.082	0.201
15	0.060	0.003	0.263	0.000	0.001	0.001	0.270
16	0.055	0.002	0.274	0.000	0.046	0.126	0.070
17	0.053	0.006	0.174	0.000	0.078	0.082	0.338
18	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.031	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000

El desplazamiento absoluto del módulo N° 3 en la dirección X e Y se refiere a la distancia que el módulo se moverá en cada una de esas direcciones frente a un evento sísmico. El desplazamiento absoluto del módulo N° 3 en la dirección X e Y es igual a 1.52 y 1.74 mm respectivamente. Con esta información, se puede inferir que el módulo N° 3 en un sino de diseño, se alejaría 1.52 mm de su posición inicial en X y 1.74 mm en Y. Esto proporciona una medida cuantitativa del cambio de posición del módulo y permite realizar análisis precisos del movimiento y la trayectoria del mismo. Así mismo, evidencia el límite de su desplazamiento frente a un evento telúrico.

Figura 76

Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 3



Las derivas relativas en el módulo N° 3 en el primer y segundo piso de la estructura en X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, han sido evaluadas con la norma E.030:2018. En este caso, se determinó que las derivas relativas en X son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma. Por otro lado, las derivas relativas en Y, sistema de albañilería confinada, también cumplen con la norma E.030:2018, con derivas relativas menores a 0.05.

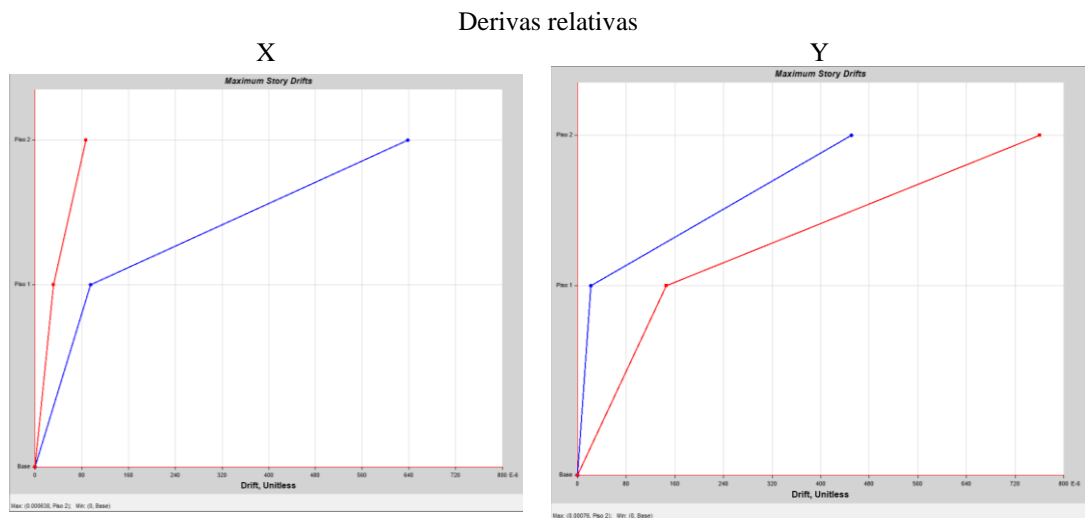
Tabla 38

Derivas Relativas del Módulo N° 3

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 2	0.00068	0.00408	Cumple	0.00076	0.00171	Cumple
Piso 1	0.000095	0.00057	Cumple	0.000146	0.0003285	Cumple

Figura 77

Derivas Relativas del Módulo N° 3



La escalera del colegio Juan Pablo II Sarabamba que conecta los tres niveles del módulo N° 2, presenta cortante dinámica en los ejes X e Y que es inferior al 80% de la cortante estática. Esta discrepancia se debe a que, la edificación fue diseñada inicialmente siguiendo la norma E.030:2006, la cual tenía consideraciones y valores distintos a los parámetros sísmicos de la norma E.030:2018. Pero, esto se ha corregido a través de un factor de escala para ambas direcciones (X e Y), no obstante, este no genera cambios o variaciones en las derivas y desplazamientos que, se estiman, solo incrementa la seguridad del diseño sísmico de la edificación.

En este sentido, los factores de escala se utilizan para amplificar el espectro de demanda y obtener resultados más confiables sobre la resistencia sísmica de la edificación. Por lo tanto, en la escalera en las direcciones X e Y se ha utilizado factores de escala de 1.27 y 1.03, respectivamente.

Figura 78

Vista del Modelo de la Escalera del Colegio Juan Pablo II para el Análisis

Estático y Dinámico

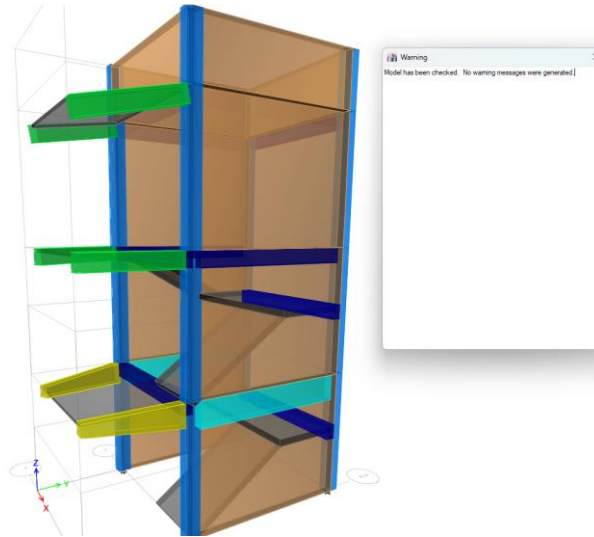


Tabla 39

Cortante Estática y Dinámica en la Base de la Escalera

Escalera	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante		
Estática	17.02	45.38
Dinámica	10.76	35.35
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	63	78
Factor de escala	1.27	1.03

La norma E.030:2018 establece como recomendación que los primeros dos modos de vibración de una estructura sean de traslación, mientras que el tercer modo de vibración debe ser de rotación. Sin embargo, en el caso específico de la escalera de la I.E.S. Juan Pablo II de Sarabamba, encargada de conectar los diferentes niveles del módulo N° 2 de tres pisos, se ha observado que esta condición no se cumple. En primer lugar, se ha identificado que en el modo N° 1 de vibración de la escalera, el movimiento es de traslación, lo cual está de acuerdo

con lo establecido en la norma E.030:2018. Sin embargo, en el modo N° 2, se ha encontrado que se genera una rotación en lugar de un movimiento de traslación, lo cual está en contradicción con lo recomendado por la norma.

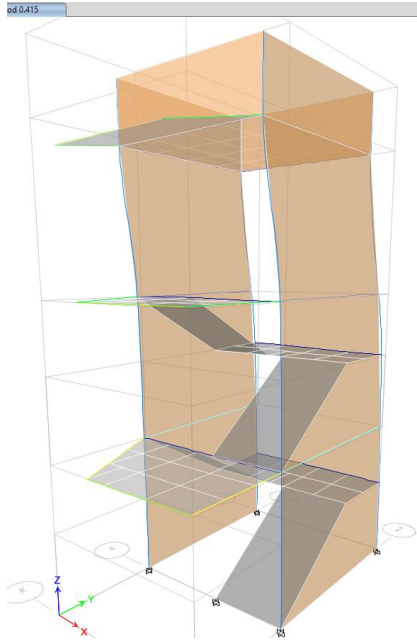
Por otro lado, en el caso del modo N° 3, se esperaba que el movimiento fuera de rotación, pero se ha observado que se genera un movimiento de traslación en su lugar. Esta discrepancia entre los modos de vibración establecidos por la norma y los observados en la escalera según indica López (2014) puede deberse a la presencia de elementos, componentes u otros factores.

Además de estas discrepancias en los modos de vibración, también se han obtenido los periodos de vibración para cada uno de los modos de la escalera. Se ha encontrado que el periodo del módulo N° 1 es de 0.434 segundos, el periodo del módulo N° 2 es de 0.176 segundos y el periodo del módulo N° 3 es de 0.157 segundos. Por tanto, la interpretación indica que la escalera no cumple con la recomendación de la norma E.030:2018 en términos de los modos de vibración, ya que se observa una discrepancia en los movimientos esperados. Por lo que, es importante tener en cuenta posibles ajustes en el diseño estructural para asegurar la estabilidad y seguridad de la escalera en caso de sismo.

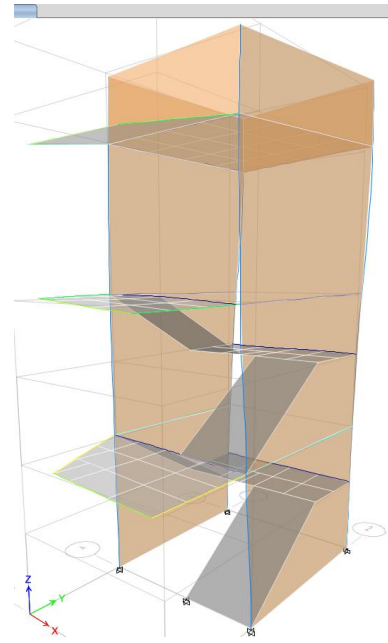
Figura 79

Modos de Vibración de la Escalera

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.415



Modo N° 2, rotación y traslación, con un periodo de 0.176.



Modo N° 3, traslación con periodo de 0.145

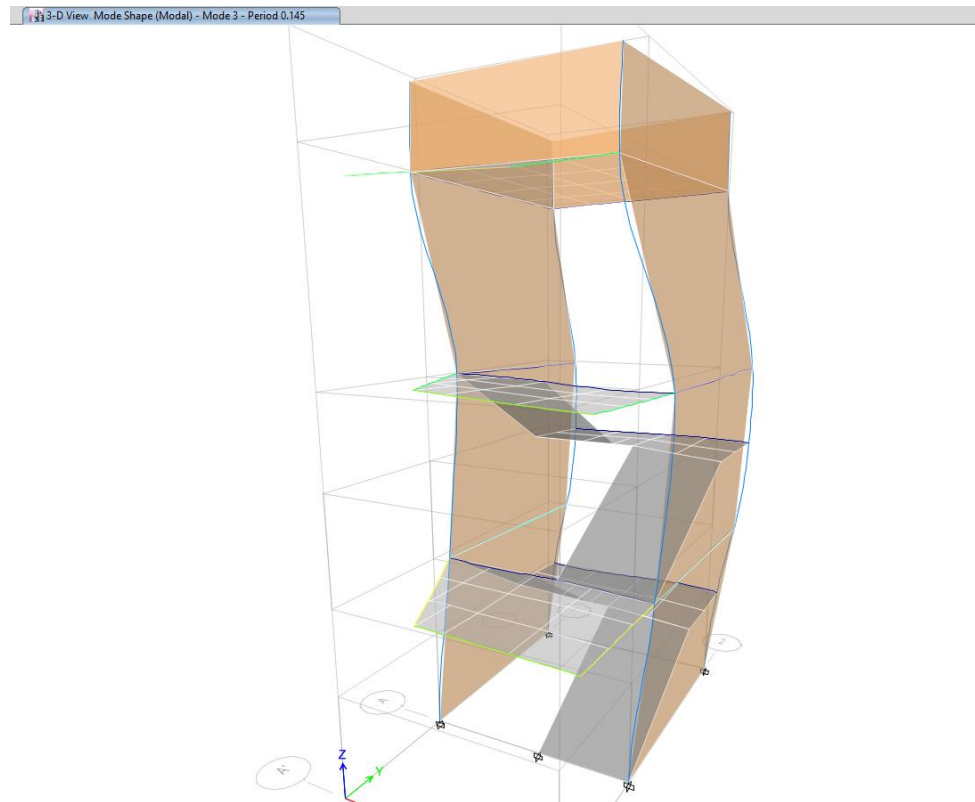


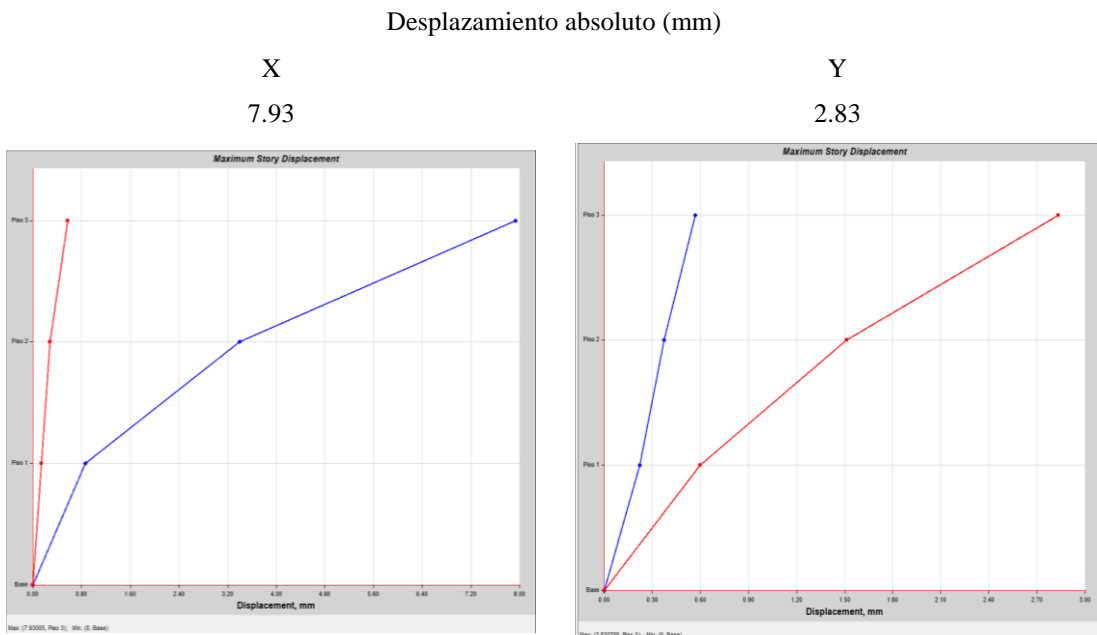
Tabla 40*Modos de la Escalera*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.434	0.549	0.000	0.000	0.000	0.454	0.003
2	0.176	0.121	0.000	0.000	0.000	0.033	0.594
3	0.157	0.197	0.000	0.000	0.000	0.137	0.180
4	0.139	0.000	0.706	0.000	0.339	0.000	0.000
5	0.072	0.055	0.000	0.000	0.000	0.147	0.001
6	0.070	0.004	0.000	0.000	0.000	0.012	0.014
7	0.066	0.002	0.000	0.000	0.000	0.007	0.080
8	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.036
9	0.050	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
10	0.046	0.006	0.002	0.000	0.004	0.026	0.002
11	0.044	0.000	0.002	0.000	0.003	0.000	0.000
12	0.042	0.000	0.174	0.000	0.339	0.000	0.000
13	0.039	0.006	0.001	0.000	0.001	0.015	0.000
14	0.039	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.000
15	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.035	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000
17	0.035	0.003	0.000	0.000	0.000	0.003	0.003
18	0.034	0.013	0.000	0.000	0.001	0.032	0.024
19	0.033	0.000	0.032	0.000	0.080	0.001	0.001
20	0.032	0.003	0.000	0.000	0.000	0.005	0.009

El desplazamiento absoluto de la escalera en la dirección X e Y se refiere a la distancia que el módulo se moverá en cada una de esas direcciones. El desplazamiento absoluto de la escalera en la dirección X e Y es igual a 7.93 y 2.83 mm respectivamente. Con esta información, se puede inferir que la escalera en un sismo de diseño, se alejaría 7.93 mm de su posición inicial en X y 2.83 mm en Y. Esto proporciona una medida cuantitativa del cambio de posición del módulo y permite realizar análisis precisos del movimiento y la trayectoria del mismo. Así mismo, evidencia el límite de su desplazamiento frente a un evento telúrico.

Figura 80

Desplazamientos Absolutos de la Escalera



La norma E.030:2018 sugiere que las derivas relativas no sobrepasen 0.007 en el caso de sistema de pórticos y al límite de 0.005 en el caso de sistema de albañilería confinada. Las derivas relativas en la escalera en el primer, segundo y tercer piso de la estructura en la dirección X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, han sido evaluadas con la norma E.030:2018. En este caso, se determinó que las derivas relativas en X en el segundo y primer piso son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma, pero en el tercer piso la deriva excede el límite dado por la normatividad nacional, siendo así, la edificación frente a un evento sísmico podría tener un desplazamiento superior al máximo establecido lo que, llevaría a su colapso, esto según López (2014) puede darse cuando la edificación es sometida a cargas superiores a las de diseño, donde de acuerdo a Sanchez (2017) estas cargas pueden estar dadas por los tanques elevados que se suelen colocar en la superficie superior de las mismas, y que aportan un gran peso muerto a la estructura. Por otro lado, las derivas relativas en

Y, que se basa en un sistema de albañilería confinada, también han sido evaluadas de acuerdo con la norma E.030:2018. Se encontró que estas derivas relativas son menores a 0.05, lo cual cumple con la norma nacional.

$$\text{Deriva relativa} = \text{Deriva absoluta} \times 0.75 \times R \quad (29)$$

Para el cálculo de la deriva relativa, R es el coeficiente básico de reducción de acuerdo al sistema estructural de la edificación por cada dirección.

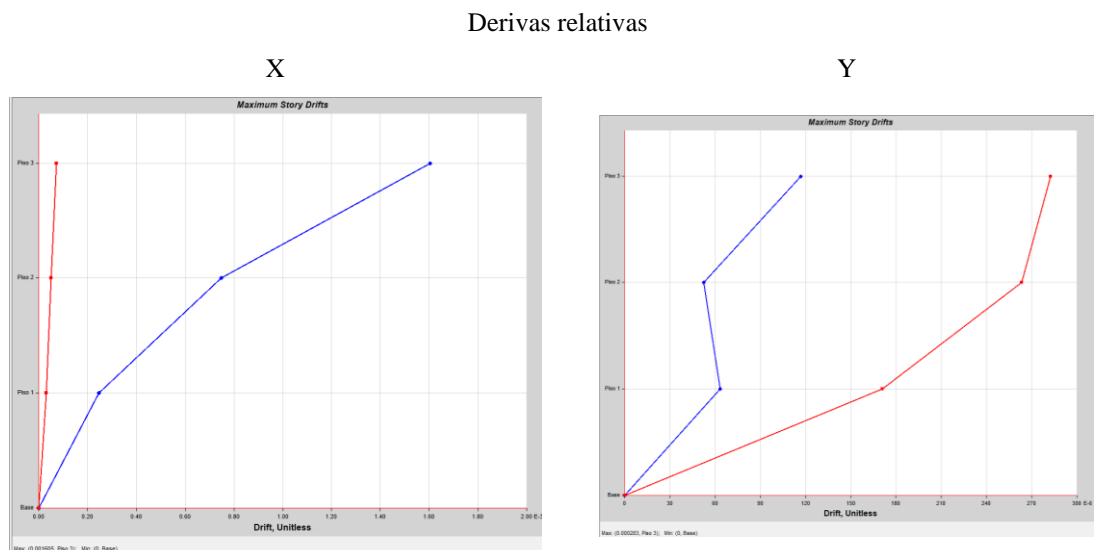
Tabla 41

Derivas Relativas de la Escalera

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 3	0.0016	0.0096	No cumple	0.000283	0.00063675	Cumple
Piso 2	0.000749	0.004494	Cumple	0.000263	0.00059175	Cumple
Piso 1	0.000246	0.001476	Cumple	0.000171	0.00038475	Cumple

Figura 81

Derivas Relativas de la Escalera

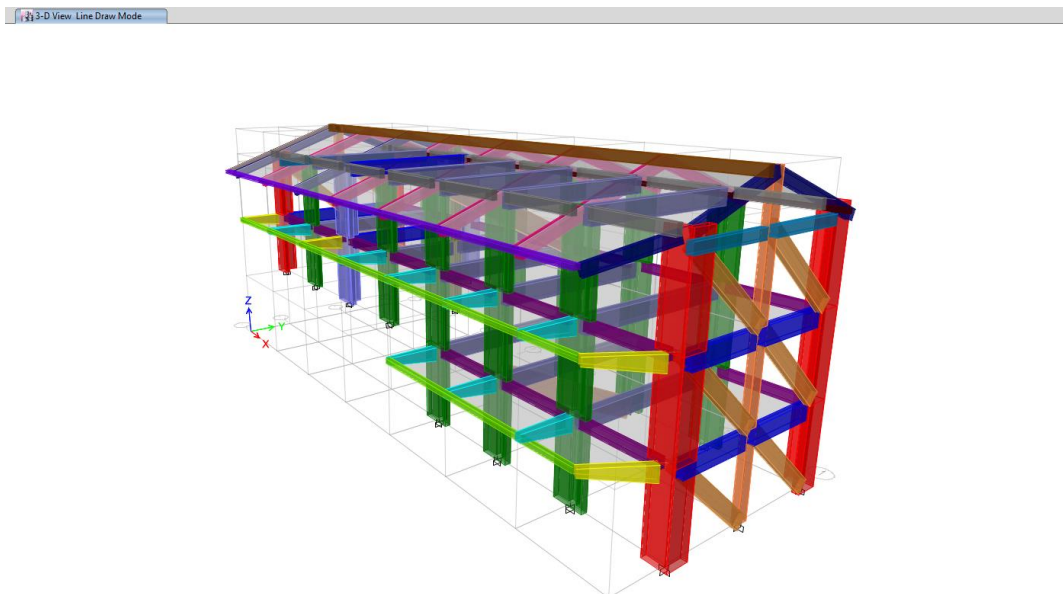


4.1.2. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método estático no lineal (Pushover) de la norma ATC-40 (1996)

El módulo N° 1 del colegio Juan Pablo II es un edificio que fue diseñado y construido en el año 2016 con la norma E.030:2006. Este módulo cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos en el eje X y muros de albañilería confinada en el eje Y. Para realizar un análisis sísmico no lineal usando el método Pushover, se ha reemplazado los muros de albañilería portante por un modelo de puntal diagonal equivalente. Este puntal diagonal equivalente representa de forma simplificada el comportamiento sísmico de los muros y se utiliza para calcular las fuerzas equivalentes a las que estaría sometido el edificio durante un sismo. El modelo del puntal diagonal equivalente se muestra en la Fig. 82, donde se representan las características estructurales del edificio, como la ubicación de los pórticos en X y los muros de albañilería en Y.

Figura 82

Vista del Modelo del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II para Pushover



En la dirección X, la estructura alcanza su capacidad última al registrar un desplazamiento de 6.95 cm y un cortante basal de 739.86 ton. Por lo tanto, el análisis se detiene al llegar a este desplazamiento máximo, ya que se considera como la deformación límite en la que la estructura alcanza su capacidad máxima antes de colapsar.

En Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 4.53 cm y el cortante basal alcanza los 513.13 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 42

Curva de Capacidad del Módulo N° 1

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	739.86	6.95
Y	513.13	4.53

Figura 83

Curva de Capacidad en X del Módulo N° 1

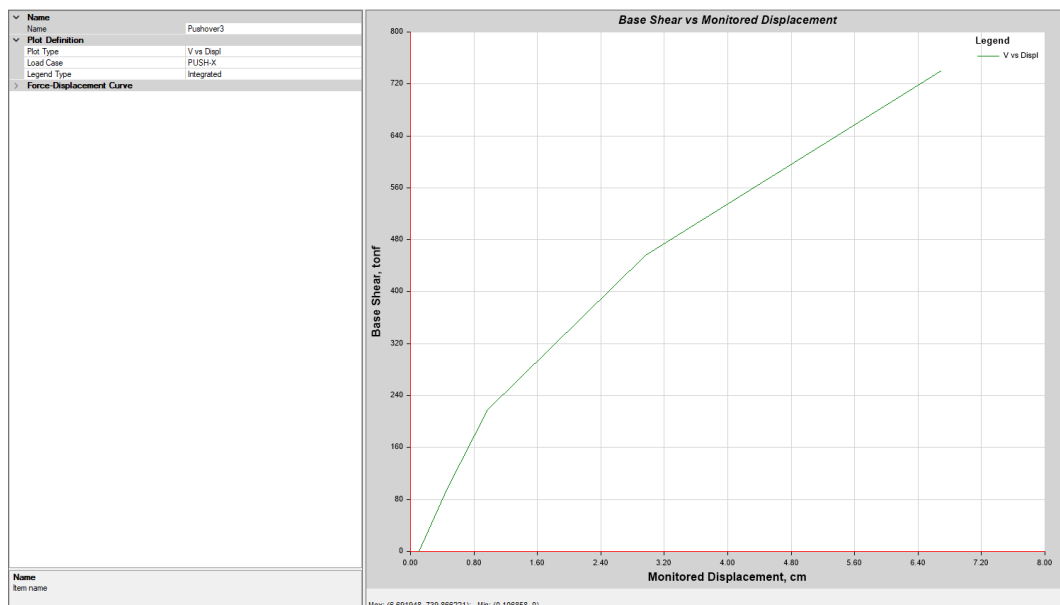
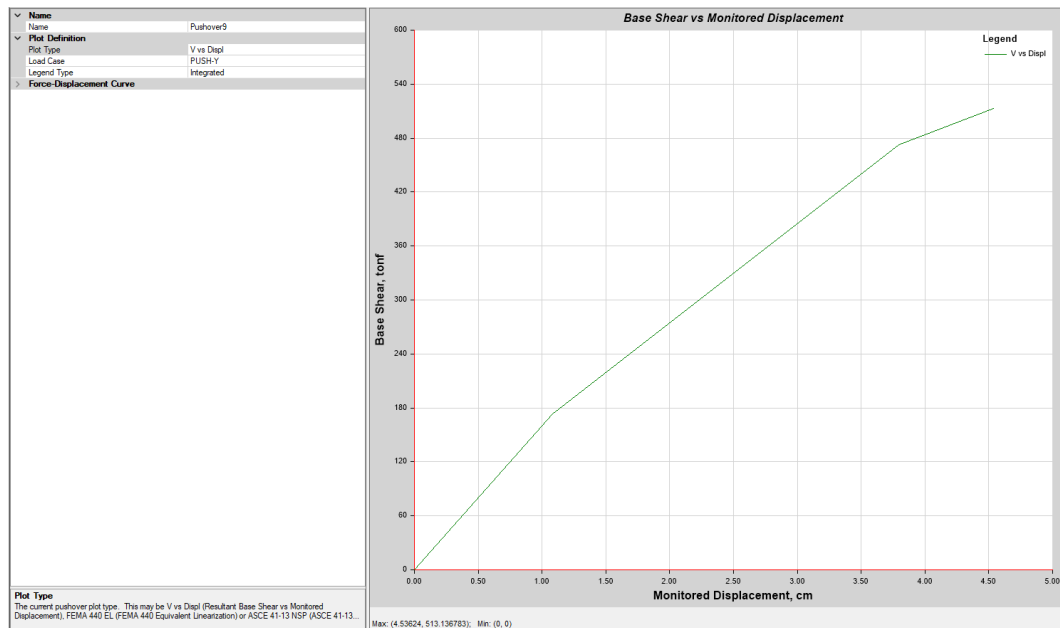


Figura 84

Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 1



El desempeño de la estructura del módulo N° 1 ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño de dicha norma. Para un sismo de servicio (menor intensidad), la estructura puede soportar un cortante de 185.25 ton con un desplazamiento de 0.71 cm, lo cual cumple con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería tener un nivel de desempeño operacional. Para un sismo de diseño, la estructura puede soportar un cortante basal de 415.25 ton con un desplazamiento de 2.50 cm, lo cual también cumple con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de ocupación inmediata. Para un sismo máximo (sismo de mayor intensidad y menos probable de ocurrir), la estructura puede soportar un cortante basal de 415.40 ton con un desplazamiento de 3.95 cm, lo cual cumple con los niveles de seguridad de vida establecidos por la norma. Por tanto, en la dirección X la módulo N° 1 resistirá el abatimiento de un evento sísmico de servicio, de diseño y máximo.

Pero en Y, para el módulo N° 1, en un sismo de servicio alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 195.65 ton y un desplazamiento de 1.28 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de este nivel y puede ser utilizada de manera segura después del evento sísmico. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 301.12 ton y un desplazamiento de 2.30 cm; esto significa que puede resistir sismos más fuertes, pero el nivel de desempeño es mayor en términos de seguridad para la vida de las personas. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar. En este caso, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 385.44 ton y un desplazamiento de 2.99 cm; esto significa que la estructura se encuentra en el límite de seguridad de vida y pre colapso, lo que significa que la seguridad de la estructura puede verse comprometida en este nivel de intensidad, pero cumple con la ATC-40 (1996).

Por lo tanto, el módulo N° 1 está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico de gran magnitud que ocurra en la dirección X e Y. No obstante, en caso de un terremoto extremo, este módulo podría sufrir daños en la dirección Y si se ve expuesto a fuerzas sísmicas en dicha dirección.

Tabla 43

Punto de Desempeño para el Módulo N° 1, en X e Y

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	185.25	0.71	195.65	1.28
Diseño	415.40	2.5	301.12	2.30
Máximo	548.95	3.95	385.44	2.99

Nota: Se ha realizado el análisis sísmico Pushover en el programa ETABS 2016.

Fórmulas para desarrollar la curva de capacidad de cada módulo:

$$\Delta p = \text{Capacidad de desplazamiento inelástico} \quad (30)$$

$$\Delta p = \text{Desplazamiento en el techo máximo} - \text{Punto de fluencia} \quad (31)$$

$$\text{Desplazamiento funcional} = 0.30\Delta p \quad (32)$$

$$\text{Desplazamiento seguridad de vida} = 0.30\Delta p \quad (33)$$

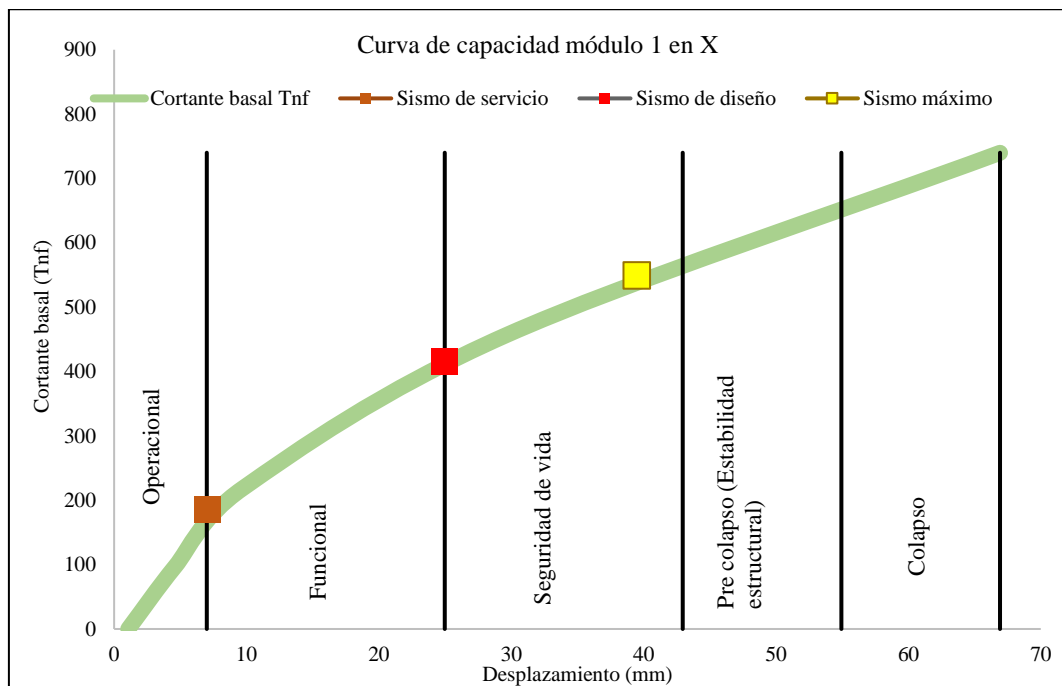
$$\text{Desplazamiento pre colapso} = 0.20\Delta p \quad (34)$$

$$\text{Desplazamiento colapso} = 0.20\Delta p \quad (35)$$

Así mismo, se utilizan los datos del espectro de capacidad que se obtiene en el programa ETABS 2016 y las fórmulas anteriores para generar las líneas de división entre cada nivel de desempeño (operacional, funcional, seguridad de vida, estabilidad estructural y colapso).

Figura 85

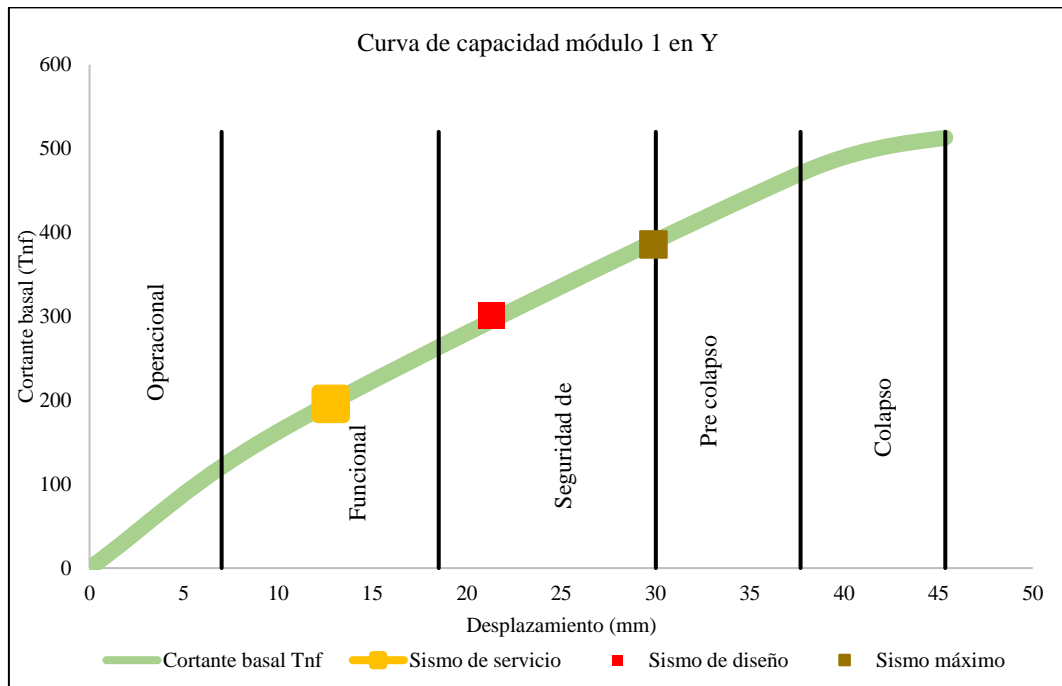
Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 1



Nota: Se ha elaborado en Microsoft Excel a partir de los datos obtenidos de cortante basal máxima y desplazamiento en el programa ETABS 2016.

Figura 86

Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 1



Nota: Se ha elaborado en Microsoft Excel a partir de los datos obtenidos de cortante basal máxima y desplazamiento en el programa ETABS 2016.

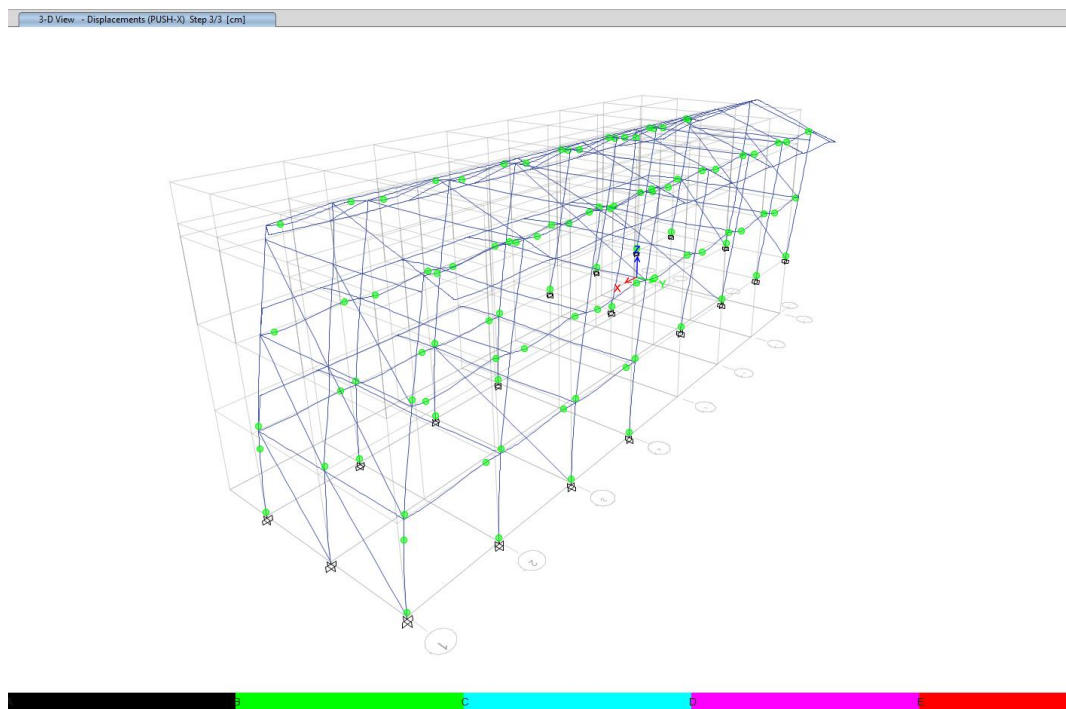
En relación a las rótulas de falla en la dirección X del módulo N° 1, se observa que, en el proceso inicial, primer modo (primer step), las primeras rotulas plásticas que se forman son en el fin de techo en las vigas, que se halla en el Eje (8-8), y Eje (8-8). En otras palabras, los puntos de colapso se concentran en las vigas del tercer nivel.

En el segundo step (segundo modo), las primeras rotulas plásticas que colapsan en la estructura se localizan en las columnas del (Eje 8-8, 7-7, 6-6 y 5-5). Además, en el último modo (Step), las rótulas plásticas se encuentran tanto en las vigas como en columnas. Las rótulas plásticas que colapsan hacen referencia a aquellos puntos que se encuentran dentro del límite de fallo, es decir son aquellos puntos que llegarían a fallar ante un evento sísmico.

Por consiguiente, en la dirección X del módulo N° 1, las rótulas de falla se presentan inicialmente en las vigas y luego en las columnas del tercer y segundo nivel. Pero, cabe destacar que estas rótulas de falla no conducen al colapso de la estructura, sino que conserva los niveles de desempeño de la ATC-40 (1996).

Figura 87

Rótulas en X del Módulo N° 1 en el Último Step

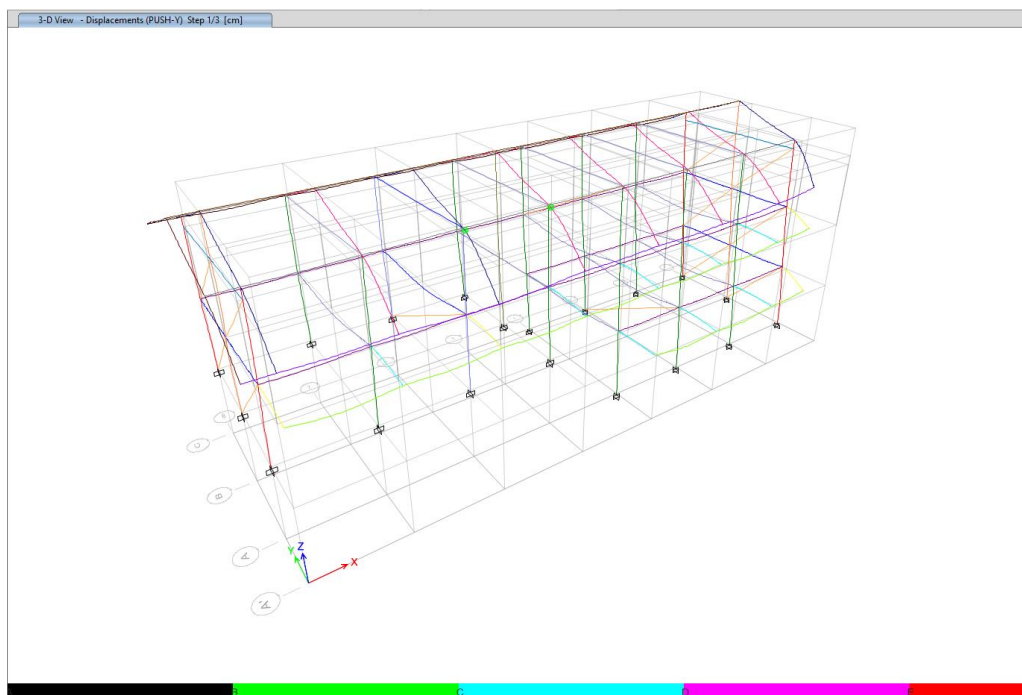


En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y del módulo N° 1, se observa que en el primer step (primer modo) se encuentran las primeras rótulas plásticas en el techo del eje 5-4 y 4-4 se las vigas. Mientras que, en el segundo step (segundo modo), también se encuentran estas rótulas plásticas en la columna del tercer nivel, en los ejes del eje 7-7, 6-6, 5-5 y 1-1. Por último, en el último step (modo), las primeras rótulas plásticas que colapsan se forman en las columnas de los ejes antes mencionados. Siendo así, es importante destacar que el fallo se manifiesta inicialmente en las vigas y techo del tercer nivel, pero posteriormente afecta a las columnas de la edificación.

Por tanto, como resultado general, se puede concluir que, si bien la edificación no colapsa ante un evento sísmico máximo (afirmación definida por las curvas de desempeño descritas en el acápite anterior), está se acerca peligrosamente al límite de pre colapso, considerando la formación de rótulas plásticas en columnas desde el segundo step.

Figura 88

Rótulas en Y del Módulo N° 1 en el Primer Step

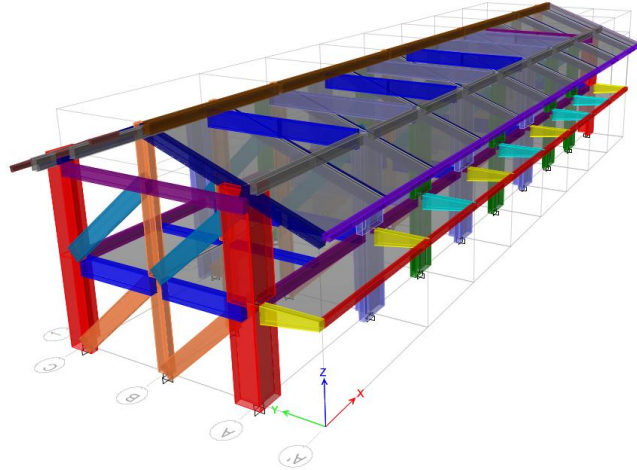


El módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II es un edificio que fue diseñado y construido en el año 2016 con la norma E.030:2006. Este módulo cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos en X y muros de albañilería confinada en Y. Para realizar un análisis sísmico no lineal utilizando el método Pushover, se ha reemplazado los muros de albañilería portante por un modelo de puntal diagonal equivalente. Este puntal diagonal equivalente representa de forma simplificada el comportamiento sísmico de los muros y se utiliza para calcular las fuerzas equivalentes a las que estaría sometido el edificio durante un sismo. El modelo del puntal diagonal equivalente se muestra en la Fig. 89, donde se

representan las características estructurales del edificio, como la ubicación de los pórticos en el eje X y los muros de albañilería en el eje Y.

Figura 89

Vista del Modelo del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II para el Pushover



En X, la estructura alcanza su capacidad última al registrar un desplazamiento de 10.74 cm y un cortante basal de 748.40 ton. Por lo tanto, el análisis se detiene al llegar a este desplazamiento máximo, ya que se considera como la deformación límite en la que la estructura alcanza su capacidad máxima antes de colapsar.

En Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 1.11 cm y el cortante basal alcanza los 899.62 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 44

Curva de Capacidad del Módulo N° 2

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	748.40	10.74
Y	899.62	1.11

Figura 90 Curva de Capacidad en X del Módulo N° 2

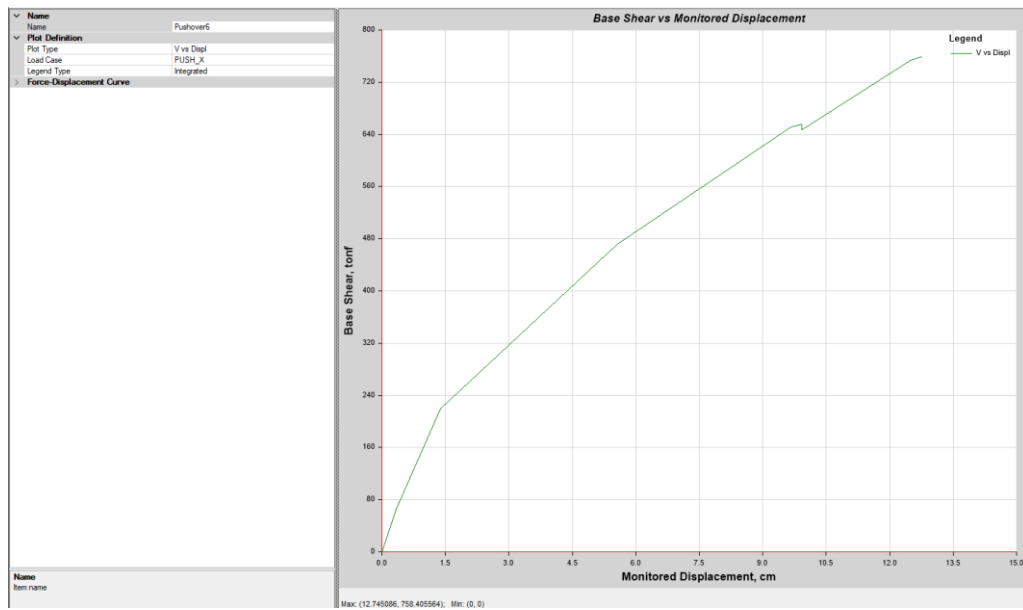
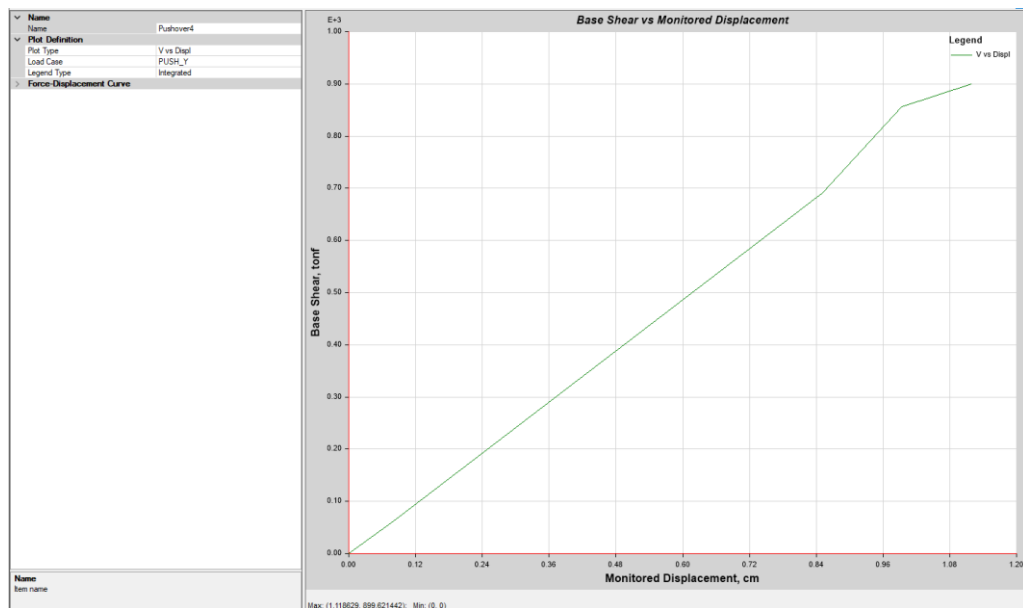


Figura 91 Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 2



El desempeño de la estructura del módulo N° 2 ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño. Para un sismo de servicio la estructura puede soportar un cortante de 230.15 ton a 1.40 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que se encuentra en ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, puede soportar un cortante basal de 410.28 ton a 4.50 cm, lo cual

también cumple con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de ocupación inmediata. Para un sismo máximo (sismo de mayor intensidad y menos probable de ocurrir), la estructura puede soportar un cortante basal de 585.90 ton con un desplazamiento de 8.00 cm, lo cual cumple con los niveles de seguridad de vida establecidos por la norma. Por tanto, en la dirección X la edificación (módulo N° 2) resistirá el abatimiento de un evento sísmico.

En la dirección Y, para el módulo N° 2, en un sismo de servicio, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 650.32 ton a 0.80 cm; esto significa que la edificación está diseñada para soportar sismos de este nivel y puede ser utilizada de manera segura después del evento sísmico. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 750.25 ton a 0.91 cm; esto significa que cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 855.46 ton a 1 cm; esto significa que cumple con los objetivos de desempeño, debido a que se encuentra en seguridad de vida.

Por lo tanto, el módulo N° 2 está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico de gran magnitud que ocurra en la dirección X e Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, este módulo resistirá las fuerzas sísmicas en la dirección X e Y, y podrá seguir siendo utilizada.

Tabla 45 *Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, en X e Y*

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	230.15	1.40	650.32	0.80
Diseño	410.28	4.50	750.25	0.91
Máximo	585.90	8.00	855.46	1.00

Figura 92

Verificación de los Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 2

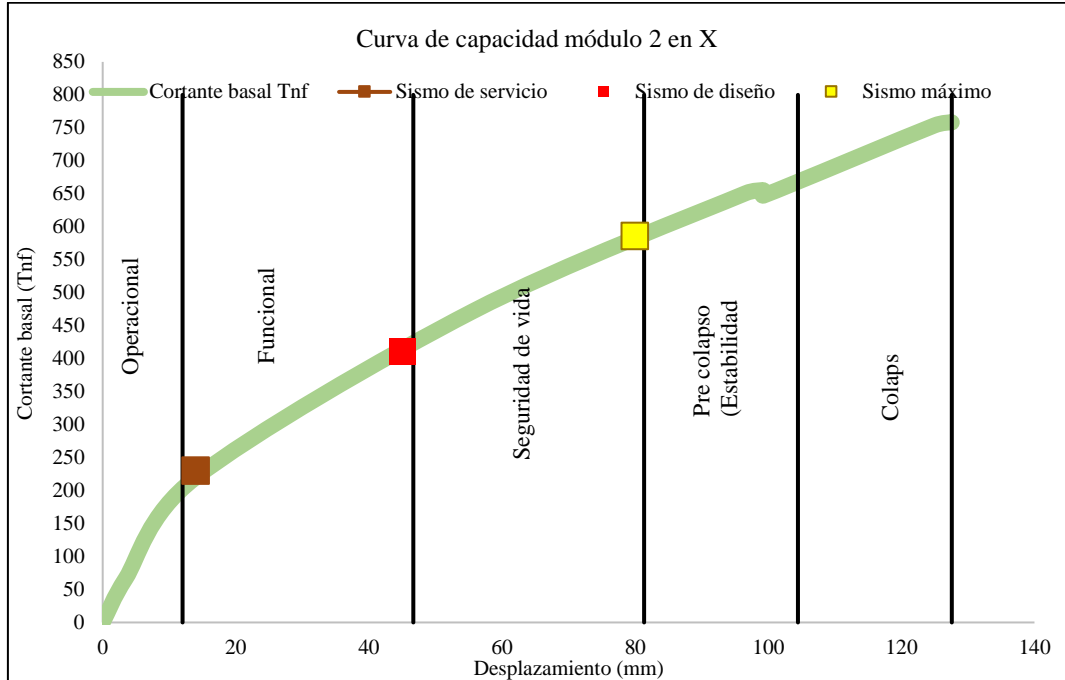
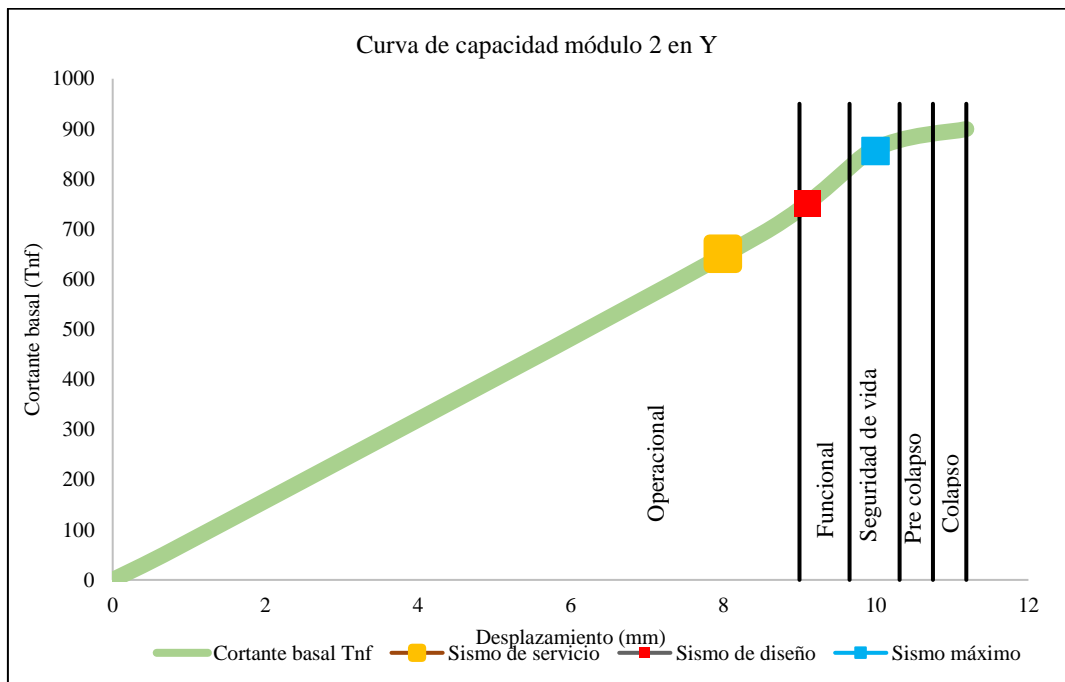


Figura 93

Verificación de los Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 2

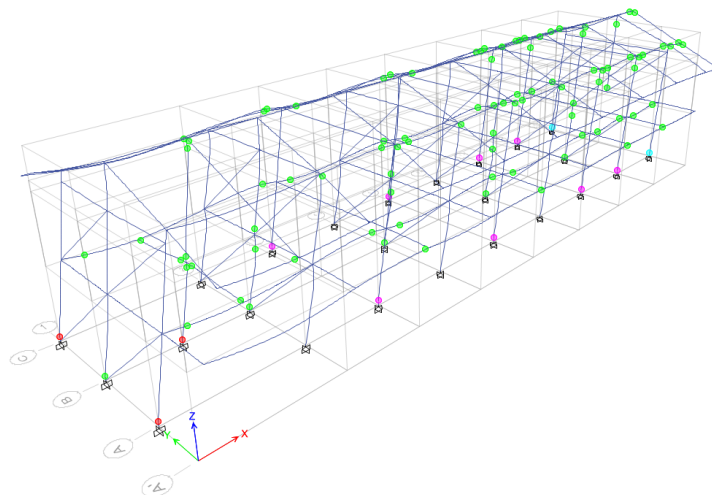


En relación a las rótulas de falla en la dirección X del módulo N° 2, se observa que, en el proceso inicial, primer modo (primer step), las primeras rotulas plásticas que se forman en la estructura en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se halla en el Eje (2-2 y 9-9). En otras palabras, los puntos de colapso se concentran en las vigas del segundo nivel.

En el tercer step (tercer modo), las primeras rotulas plásticas que colapsan en la estructura se localizan en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (1-1, 3-3, 5-5, 7-7, 8-8 y 9-9). En el último modo (Cuarto Step), las rótulas plásticas que colapsan en la estructura se encuentran en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (1-1). Además, en el último modo (noveno step) las rotulas plásticas que están en colapso y pre colapso en la estructura están en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (1-1) y Eje (3-3, 5-5, 7-7, 8-8).

Por consiguiente, en la dirección X del módulo N° 2, las rótulas de falla se presentan inicialmente en las vigas y luego en las columnas del segundo nivel. Pero, cabe destacar que estas rótulas de falla no conducen al colapso completo de la estructura, sino que conserva los niveles de desempeño de la ATC-40 (1996).

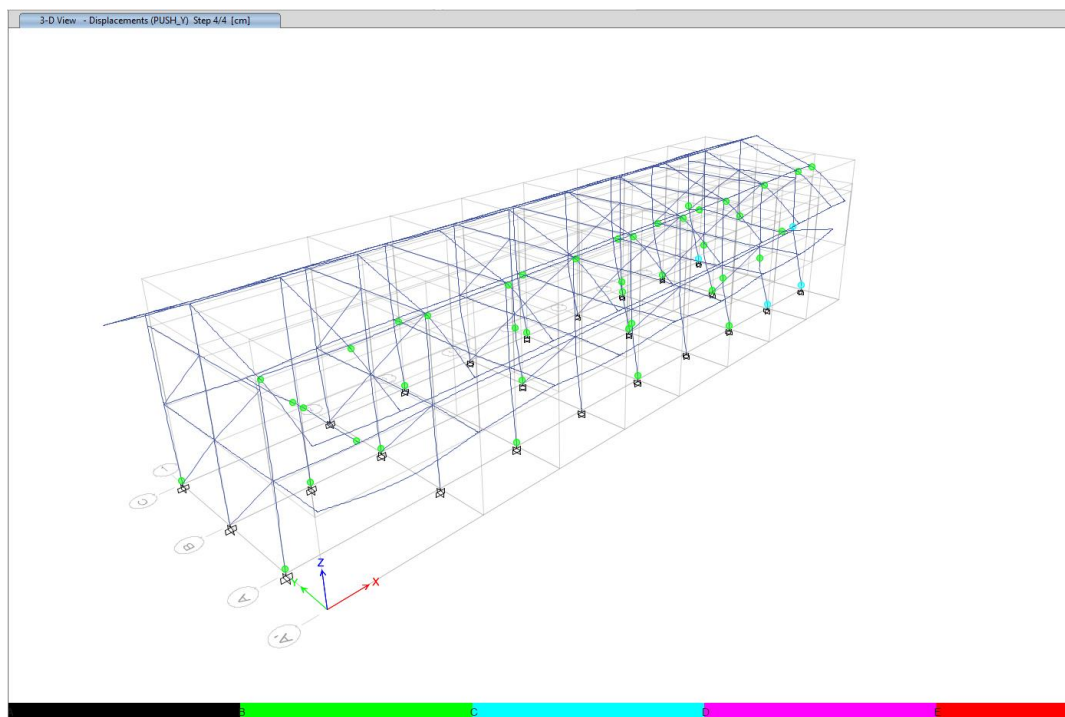
Figura 94 *Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 2 en el Noveno Step*



En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y del módulo N° 2, se observa que en el primer step (primer modo) se forman en la estructura en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se hallan entre los Eje (2-2 y 9-9). Mientras que, en el segundo paso (segundo modo), las primeras rotulas plásticas que en la estructura está en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (4-4, 6-6, 5-5, 7-7, 8-8 y 9-9). Por último, en el último step (cuarto modo), las primeras rótulas plásticas que están en seguridad de vida se forman en las columnas de la estructura del primer y segundo piso, que se halla en el Eje (8-8, 9-9).

Por tanto, como resultado general, se puede concluir que la edificación no colapsa ante un evento sísmico máximo. Es importante destacar que los puntos de falla se encuentran en X, pero en Y no hay rotulas de colapso sino de seguridad de vida, lo que garantiza la capacidad estructural de la edificación del módulo N° 2.

Figura 95 *Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 2 en el Cuarto Step*

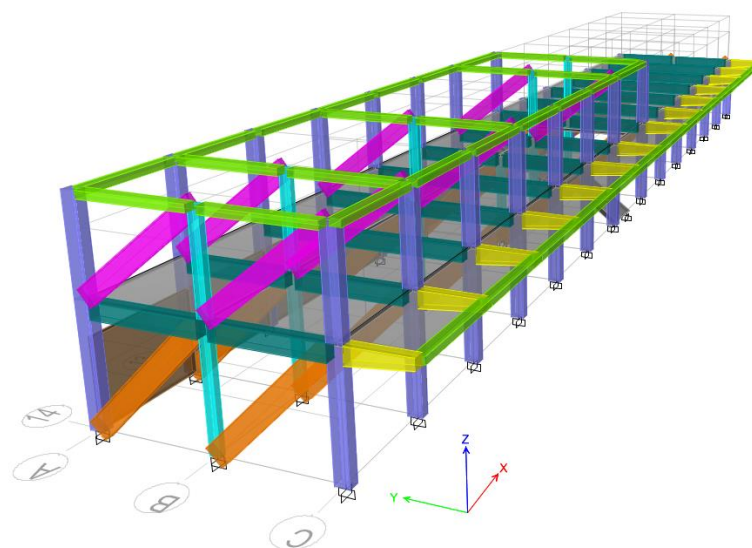


El módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II es un edificio que fue remodelado en el año 2016, se construyó un segundo nivel sobre una edificación preexistente. Este módulo cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos en el eje X y muros de albañilería confinada en el eje Y. Para realizar un análisis sísmico no lineal utilizando el método Pushover, se ha reemplazado los muros de albañilería portante por un modelo de puntal diagonal equivalente. Este puntal diagonal equivalente representa de forma simplificada el comportamiento sísmico de los muros y se utiliza para calcular las fuerzas equivalentes a las que estaría sometido el edificio durante un sismo. El modelo del puntal diagonal equivalente se muestra en la Fig. 96, donde se representan las características estructurales del edificio, como la ubicación de los pórticos en X y los muros de albañilería en Y.

Figura 96

Vista del Modelo del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II para el Análisis

Estático no Lineal



En X, la estructura alcanza su capacidad última al registrar un desplazamiento de 4.70 cm y un cortante basal de 200.51 ton. Por lo tanto, el análisis se detiene al llegar a este desplazamiento máximo, ya que se considera como la deformación límite en la que la estructura alcanza su capacidad máxima antes de colapsar.

En Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 0.67 cm y el cortante basal alcanza los 442.96 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 46

Curva de Capacidad del Módulo N° 3

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	200.51	4.70
Y	442.96	0.67

Figura 97

Curva de Capacidad en X del Módulo N° 3

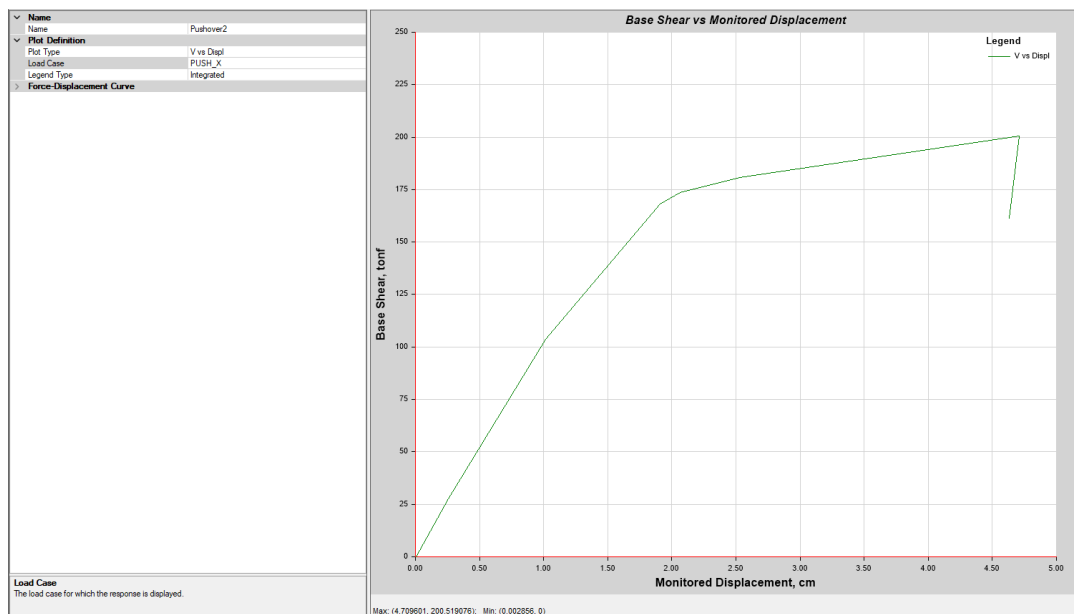
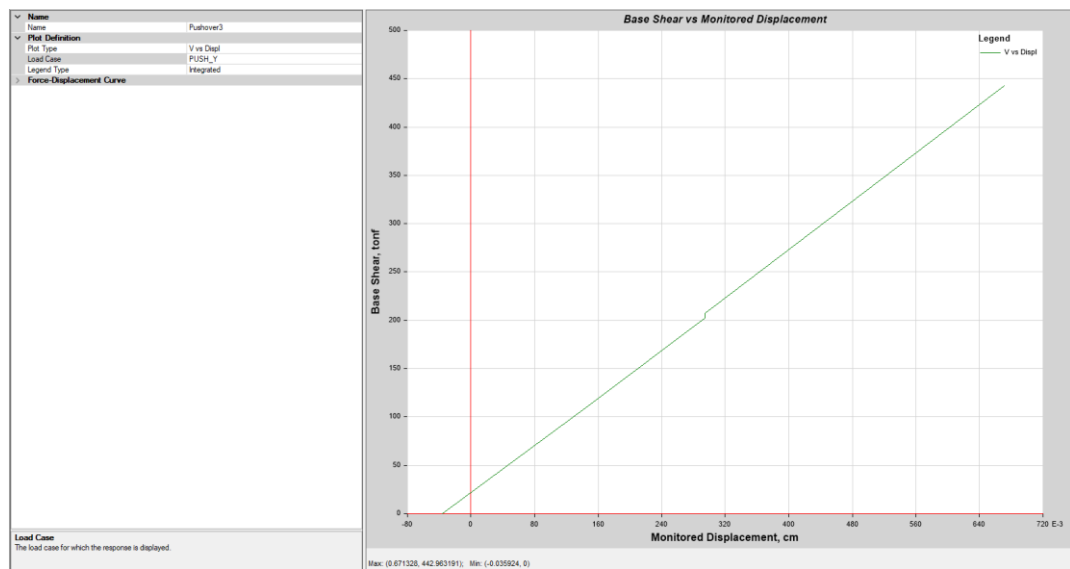


Figura 98

Curva de Capacidad en Y del Módulo N° 3



El desempeño de la estructura del módulo N° 3 ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño de dicha norma. Para un sismo de servicio la estructura puede soportar un cortante de 110.44 ton con un desplazamiento de 1.10 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería tener un nivel de desempeño operacional, pero es ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, puede soportar un cortante basal de 160.61 ton con un desplazamiento de 1.80 cm, lo cual también cumple con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de ocupación inmediata. Para un sismo máximo (sismo de mayor intensidad y menos probable de ocurrir), la estructura puede soportar un cortante basal de 180.81 ton con un desplazamiento de 2.53 cm, lo cual cumple con los niveles de seguridad de vida establecidos por la norma. Por tanto, en la dirección X la edificación (módulo N° 3) resistirá el abatimiento de un sismo de servicio, diseño y máximo.

Pero en Y, para el módulo N° 3, en un sismo de servicio, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 176.21 ton y un desplazamiento de 0.25 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de baja intensidad y frente a ellos la edificación aún tiene nivel de ocupación inmediata. En un sismo de diseño, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 305.50 ton y un desplazamiento de 0.45 cm; esto significa que la estructura llega al límite del nivel de desempeño de seguridad de vida, por lo que si bien tiene algunos elementos comprometidos la edificación continúa siendo estable. Pero, en un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar. En este caso, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 393 ton y un desplazamiento de 0.59 cm; esto significa que la estructura se encuentra en el límite de pre colapso y colapso, por lo que la estructura se ve comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, el módulo N° 3 no está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico de gran magnitud que ocurra en la dirección Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, este módulo podría sufrir daños o incluso colapsar si se ve expuesto a fuerzas sísmicas en Y.

Tabla 47

Punto de Desempeño del Módulo N° 3, en X e Y

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	110.44	1.10	176.21	0.25
Diseño	160.61	1.80	305.5	0.45
Máximo	180.81	2.53	393.0	0.59

Figura 99

Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 3

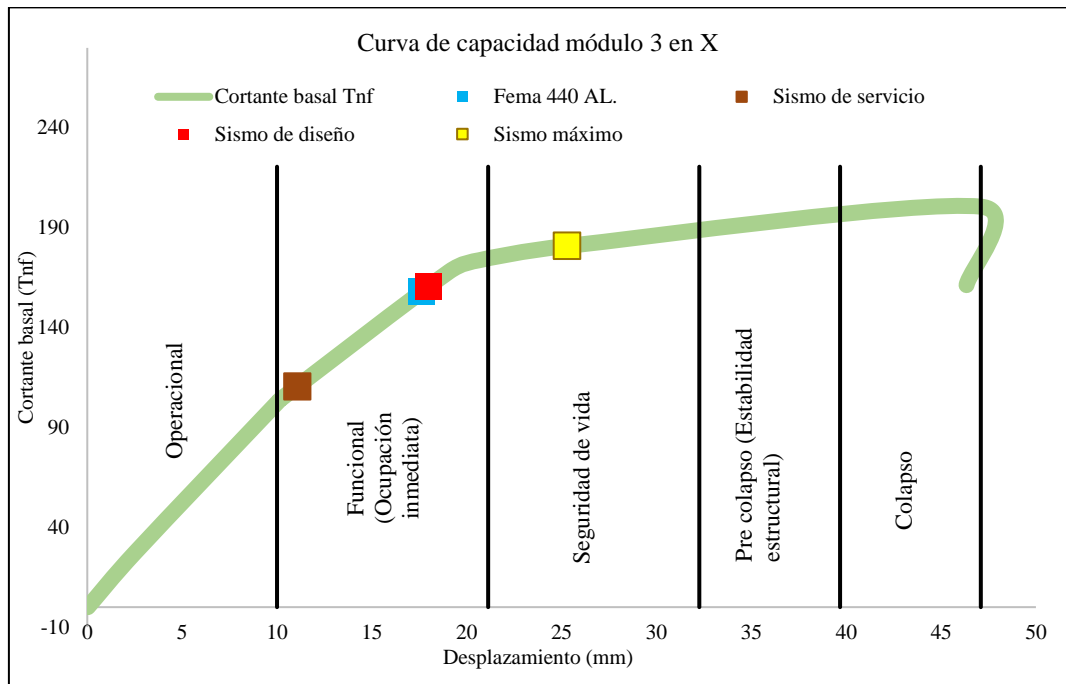
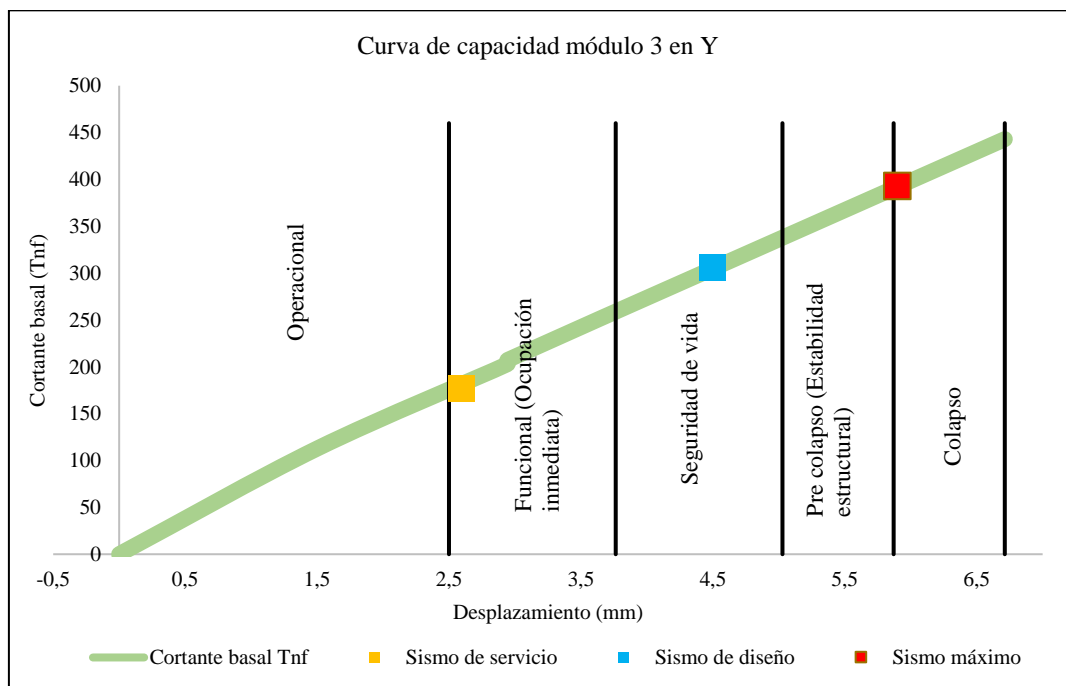


Figura 100

Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 3

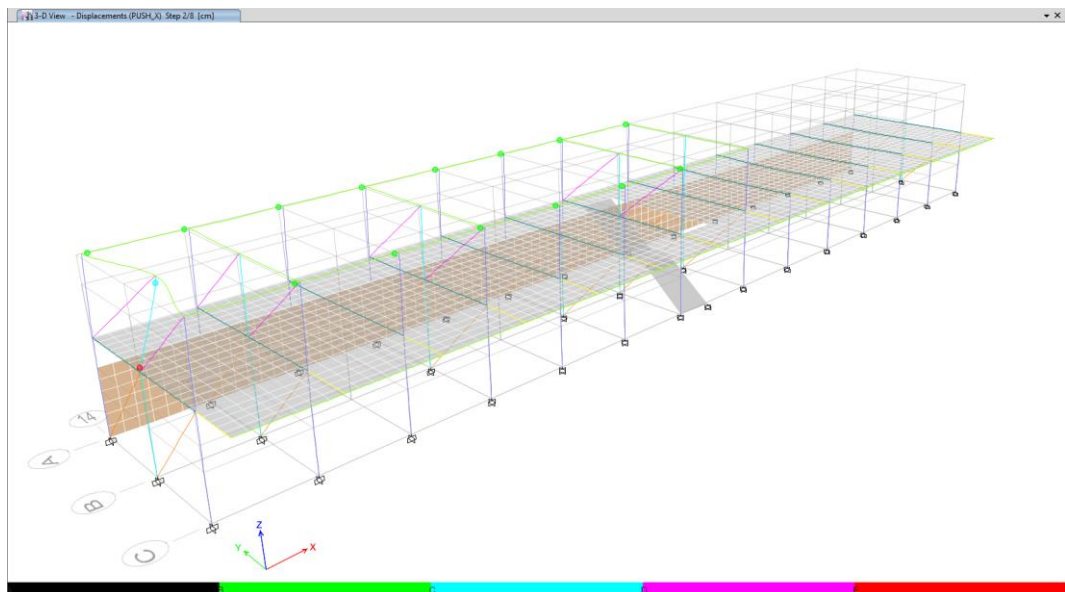


En relación a las rótulas de falla en la dirección X del módulo N° 3, se observa que, en el proceso inicial, primer modo (primer step), las primeras rotulas plásticas que se forman en la estructura de vigas se encuentran en el segundo nivel de la edificación, específicamente en el eje (14-14 y B-B). En otras palabras, los puntos de colapso se concentran en las vigas del segundo nivel.

En el segundo step (segundo modo), las primeras rotulas plásticas que colapsan en la estructura se localizan en la columna del segundo nivel, ubicada en el eje (14-14 y B-B). Además, en el último modo (Octavo Step), las rótulas plásticas que colapsan en la estructura se encuentran tanto en la columna del segundo nivel, en el eje (14-14 y B-B), como en otras columnas adicionales ubicadas en el eje (13-13, 12-12, y C-C).

Por consiguiente, en la dirección X del tercer módulo, las rótulas de falla se presentan inicialmente en las vigas y luego en las columnas del segundo nivel. Pero, cabe destacar que estas rótulas de falla no conducen al colapso completo de la estructura en X, sino que conserva parcialmente los niveles de desempeño de la ATC-40 (1996) para un sismo de servicio y diseño.

Figura 101 *Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 3 en el Octavo Step*

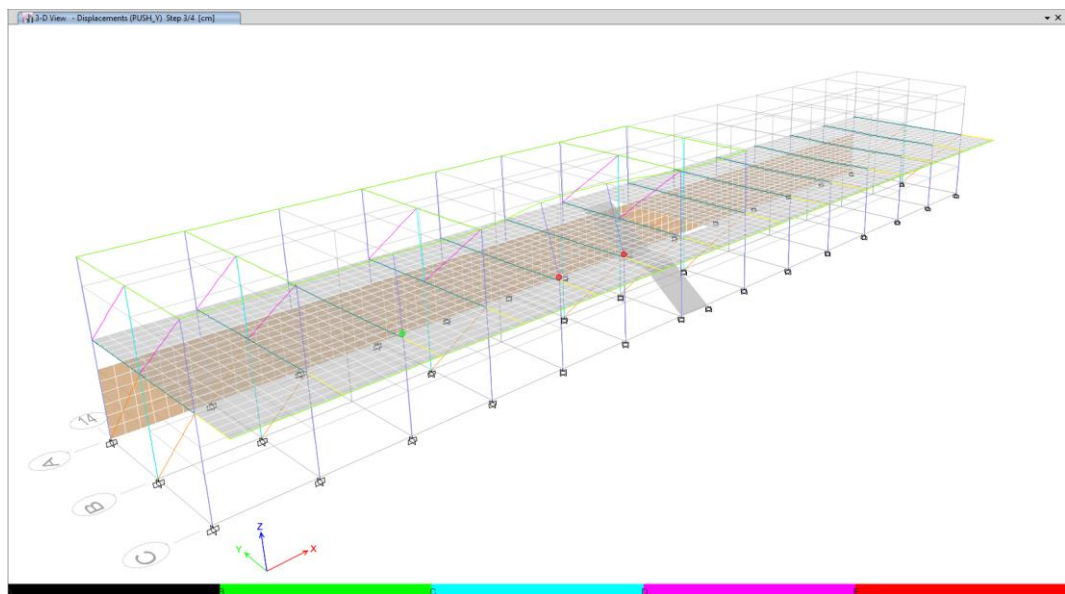


En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y del módulo N° 3, se observa que en el primer step (primer modo) se encuentran las primeras rótulas plásticas en la columna del segundo nivel, ubicada en el eje (9-9 y C-C) de la estructura. Mientras que, en el segundo paso (segundo modo), también se encuentran estas rótulas plásticas en la columna del segundo nivel, en los ejes (12-12, 10-10, 9-9 y C-C). Por último, en el último step (cuarto modo), las primeras rótulas plásticas que colapsan se forman en las columnas del segundo piso, en los ejes (10-10, 9-9 y C-C).

Por tanto, como resultado general, se puede concluir que el segundo piso de la edificación colapsa ante un evento sísmico máximo. Es importante destacar que este colapso se manifiesta inicialmente en las vigas en X y posteriormente afecta a las columnas en Y del segundo nivel, lo que, lleva al colapso de la edificación del módulo N° 3.

Figura 102

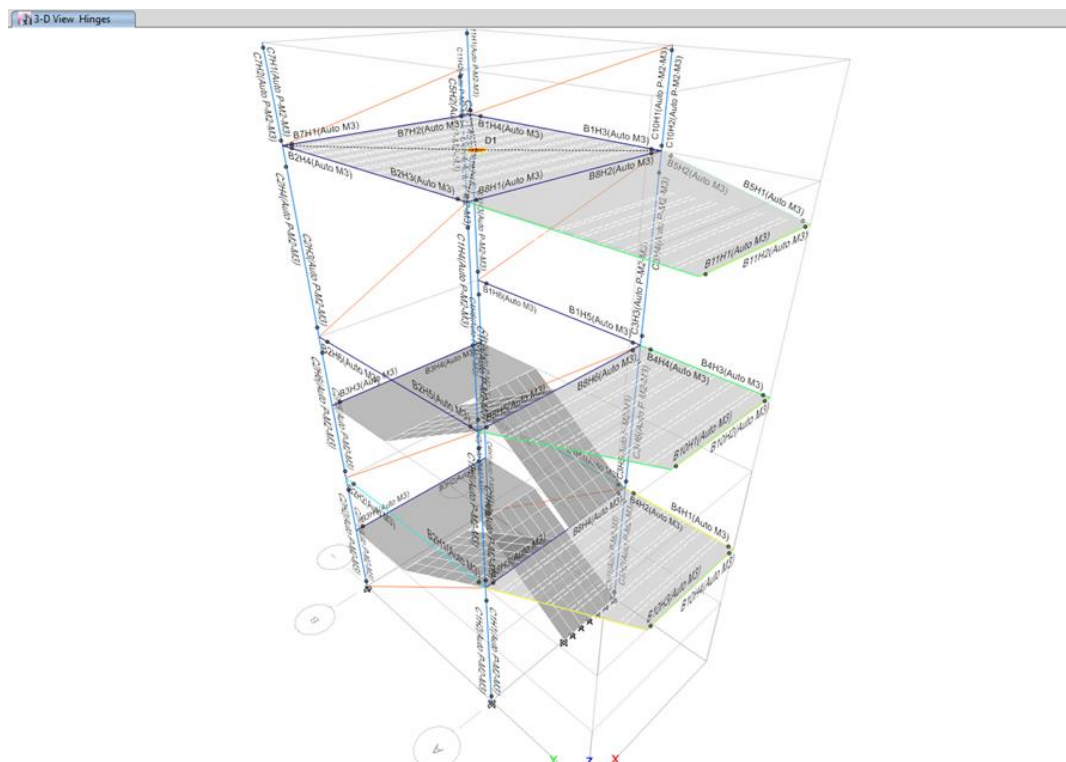
Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 3 en el Cuarto Step



La escalera del colegio Juan Pablo II fue construida en el año 2016 como un módulo independiente para permitir la conectividad del módulo N° 1 y el módulo N° 2. La escalera cuenta con un sistema estructural compuesto por pórticos en el eje X y muros de albañilería confinada en el eje Y. Para realizar un análisis sísmico no lineal utilizando el método Pushover, se ha reemplazado los muros de albañilería portante por un modelo de puntal diagonal equivalente. Este puntal diagonal equivalente representa de forma simplificada el comportamiento sísmico de los muros y se utiliza para calcular las fuerzas equivalentes a las que estaría sometido el edificio durante un sismo. El modelo del puntal diagonal equivalente se muestra en la Fig. 103, donde se representan las características estructurales del edificio, como la ubicación de los pórticos en X y los muros de albañilería en Y.

Figura 103

Vista del Modelo de la Escalera del Colegio Juan Pablo II para Pushover



En X, la estructura alcanza su capacidad última al registrar un desplazamiento de 6.64 cm y un cortante basal de 30.29 ton. Por lo tanto, el análisis se detiene al llegar a este desplazamiento máximo, ya que se considera como la deformación límite en la que la estructura alcanza su capacidad máxima antes de colapsar.

En Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 3.55 cm y el cortante basal alcanza los 136.12 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 48

Curva de Capacidad de la Escalera del Colegio

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	30.29	6.64
Y	136.12	3.55

Figura 104

Curva de Capacidad en X de la Escalera

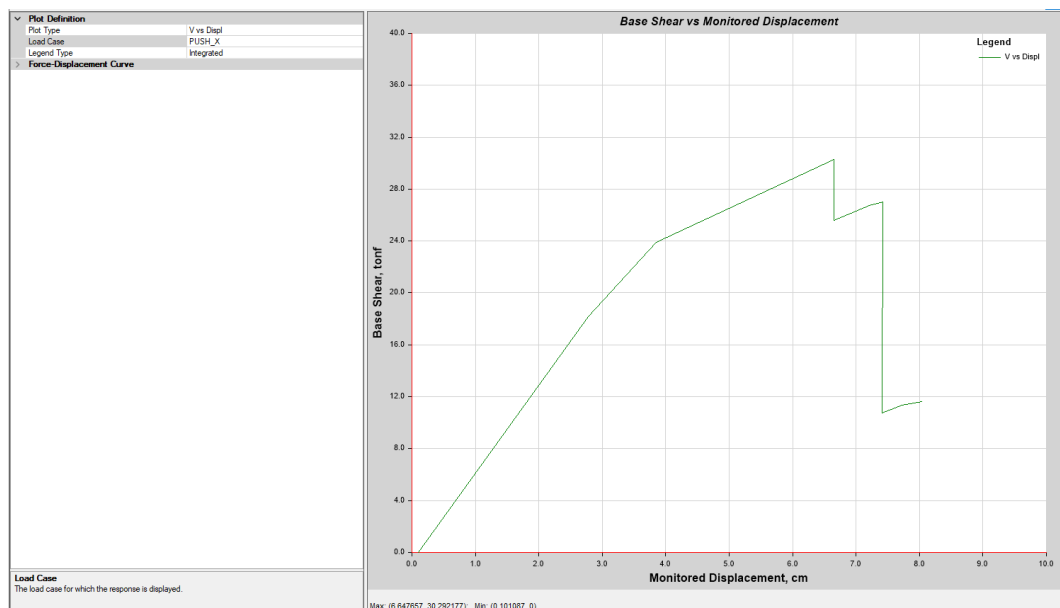
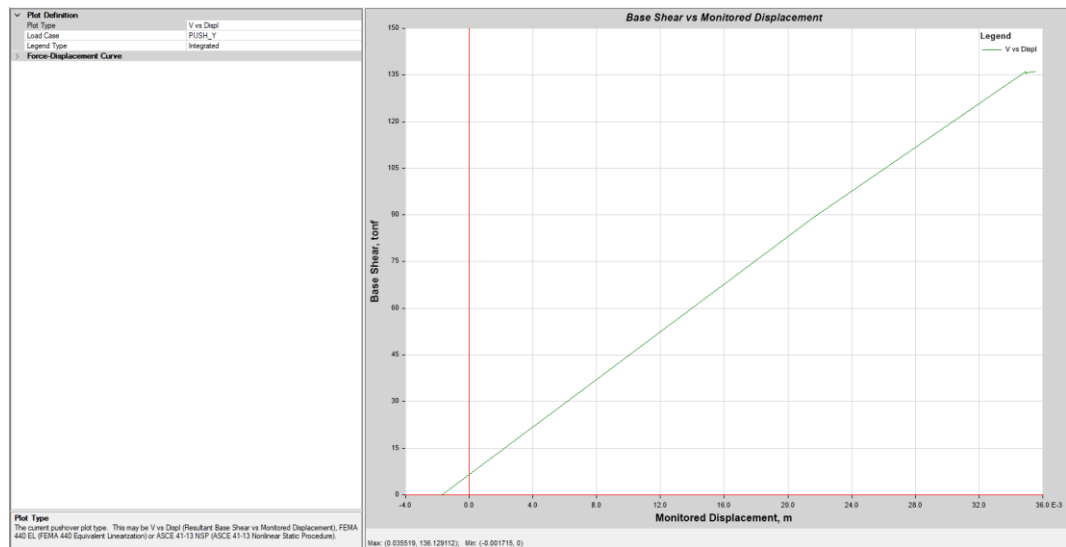


Figura 105

Curva de Capacidad en Y de la Escalera



El desempeño de la estructura de la escalera ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño de dicha norma. Para un sismo de servicio la estructura puede soportar un cortante de 23.25 ton con un desplazamiento de 3.65 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería tener un nivel de desempeño operacional, pero es ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, la estructura puede soportar un cortante basal de 26.95 ton con un desplazamiento de 4.84 cm, lo cual también cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de seguridad de vida, cuando debería estar en el nivel de ocupación inmediata. Para un sismo máximo (mayor intensidad y menos probable de ocurrir), la estructura puede soportar un cortante basal de 28.45 ton con un desplazamiento de 5.72 cm, estando en el nivel de desempeño de pre colapso, por lo cual no cumple con los objetivos de desempeño.

De igual manera en Y, para la escalera, en un sismo de servicio alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 48.50 ton y un desplazamiento de 1.15 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de este nivel y puede ser utilizada de manera segura después del evento sísmico, teniendo el nivel de ocupación inmediata. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 82.30 ton y un desplazamiento de 2.01 cm; esto significa que la estructura puede resistir sismos más fuertes, pero el nivel de desempeño es menor en términos de seguridad para la vida de las personas. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar. En este caso, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 98.50 ton y un desplazamiento de 2.42 cm; esto significa que la estructura se encuentra en el límite de pre colapso, lo que significa que la seguridad de la estructura puede verse comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, la escalera no está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico de gran magnitud que ocurra en la dirección X e Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, esta estructura podría sufrir daños o incluso colapsar si se ve expuesto a fuerzas sísmicas en X e Y.

Tabla 49

Punto de Desempeño para la Escalera del Colegio, en X e Y

Sismo	X		Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	23.25	3.65	48.50	1.15
Diseño	26.95	4.84	82.30	2.01
Máximo	28.45	5.72	98.50	2.42

Figura 106

Verificación de los Objetivos de Desempeño en X para la Escalera

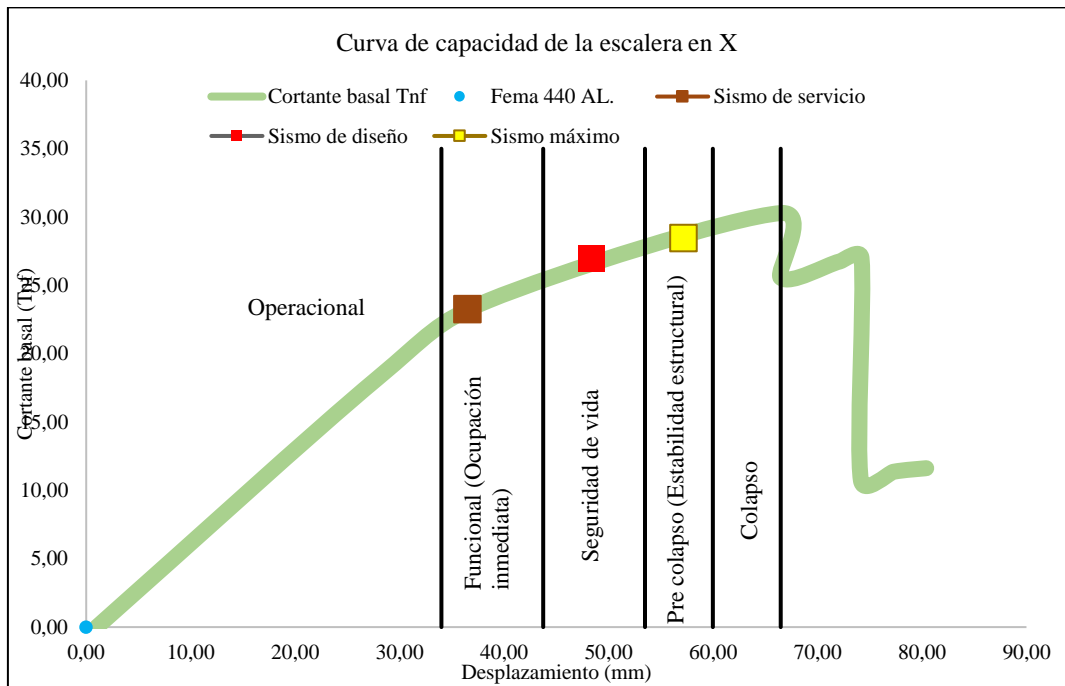
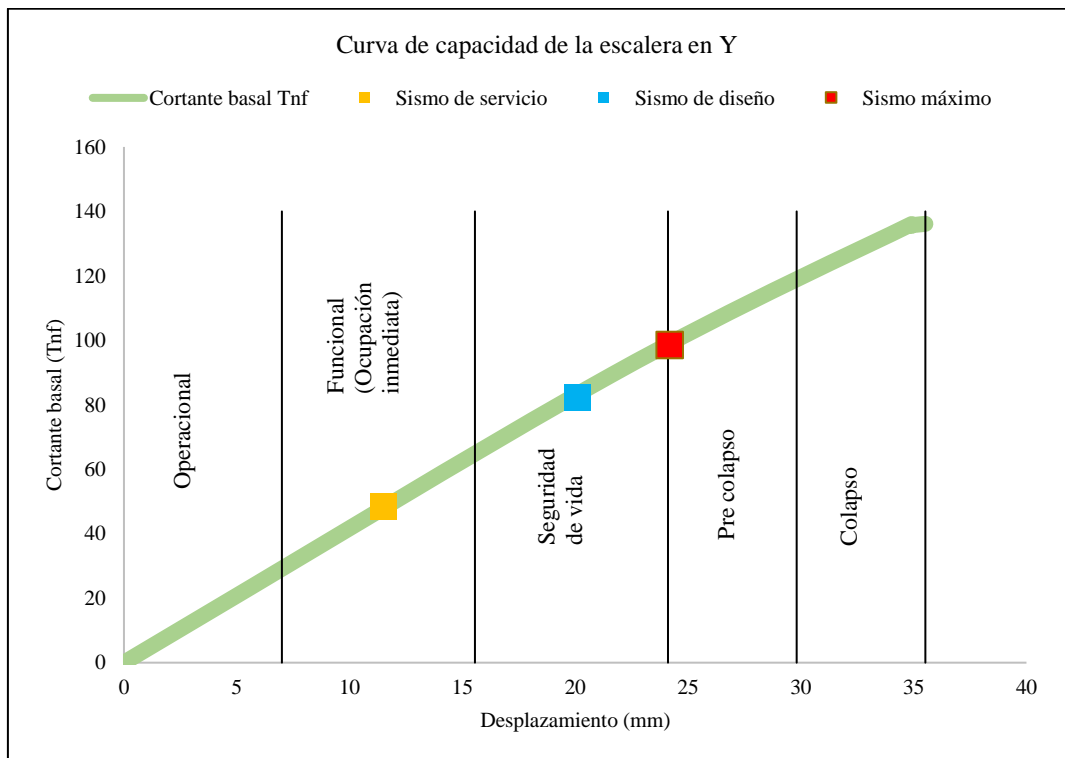


Figura 107

Verificación de los Objetivos de Desempeño en Y para la Escalera



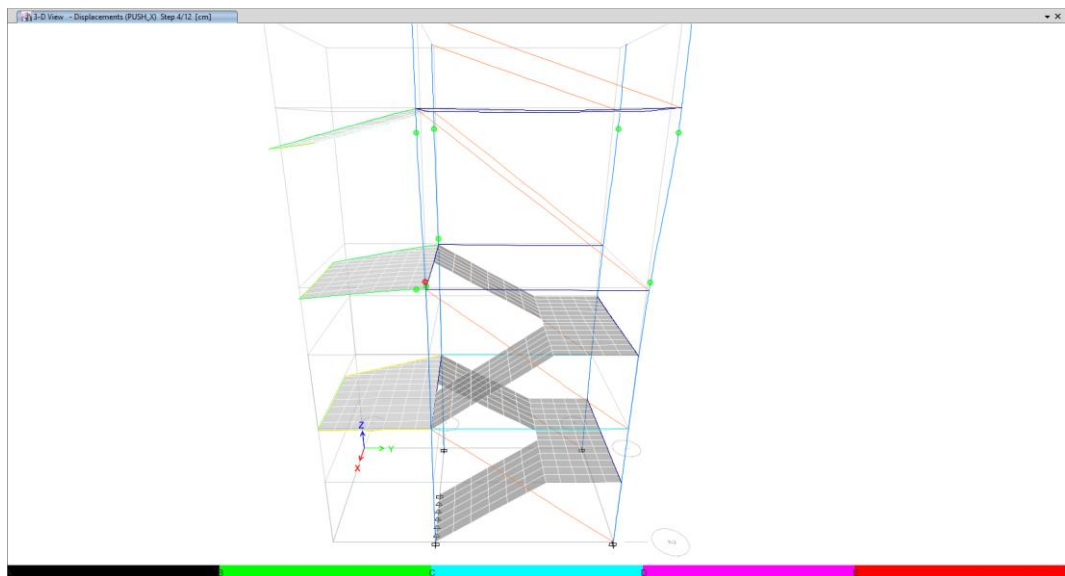
En relación a las rótulas de falla en la dirección X de la escalera, se observa que, en el proceso inicial, primer modo (primer step), las primeras rotulas plásticas que se forman en columnas y vigas están en el tercer nivel, que se halla en el Eje (2-2 y A-A). En otras palabras, los puntos de colapso se concentran en las vigas del tercer nivel.

En el segundo step (segundo modo), se observa 2 rotulas en las vigas y 4 rotula en las columnas se allá en el (Eje 1-1 y 2-2) del tercer piso. En el cuarto step (cuarto modo) en el tercer piso se forma la primera rotula de colapso en una columna del (Eje 1-1 y 2-2). Además, en el último modo (Séptimo Step), en el tercer piso se forman 5 rotulas de colapso en las columnas del (Eje 1-1 y 2-2).

Por consiguiente, en la dirección X de la escalera, las rótulas de falla se presentan inicialmente en las vigas y luego en las columnas del tercer nivel. Pero, cabe destacar que estas rótulas de falla no conducen al colapso completo de la estructura, sino que conserva algunos de los niveles de desempeño de la ATC-40 (1996) durante un sismo de servicio y un sismo de diseño.

Figura 108

Rótulas en X de la Escalera en el Séptimo Step

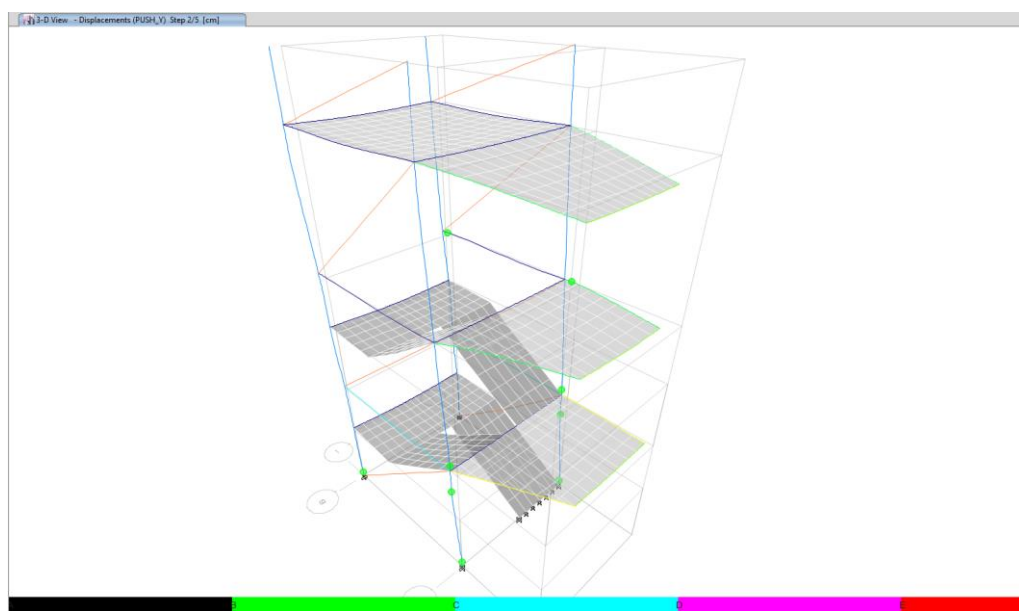


En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y de la escalera, se observa que en el primer step (primer modo) se encuentran las primeras rotulas plásticas que se forman en el tercer piso en las vigas que se hallan en el Eje (2-2). Mientras que, en el segundo step (segundo modo), también se encuentran estas rótulas plásticas en las columnas de la estructura es en el primer piso y segundo piso. Que se halla en el Eje (1-1y 2-2). Por último, en el último step (quinto modo), las primeras rotulas plásticas que se forman en las columnas de la estructura es en el primer piso y segundo piso que se halla en el Eje (1-1y 2-2).

Por tanto, como resultado general, se puede concluir que la escalera colapsa ante un evento sísmico máximo, pero en eventos sísmicos de servicio y de diseño la estructura prevalece cumpliendo parcialmente los niveles de desempeño. Es importante destacar que este colapso se manifiesta inicialmente en las vigas en X y posteriormente afecta a las columnas en Y, lo que, lleva al colapso de la escalera.

Figura 109

Rótulas en la Dirección Y de la Escalera en el Quinto Step



4.1.3. Comportamiento sismorresistente del colegio por el método de elementos finitos aplicado previo al análisis lineal y no lineal

El análisis del comportamiento sísmico resistente utilizando el método de elementos finitos es una herramienta importante que, se utiliza previamente al desarrollo del análisis lineal y/o del análisis no lineal, con el objetivo de estudiar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas. En el caso del colegio Juan Pablo II Sarabamba, se aplicó el método de elementos finitos en cada módulo y en la escalera. Este análisis permitió obtener una representación detallada de las características y respuesta sísmica de cada elemento.

Una vez realizado el análisis de elementos finitos (discretizado), se realizó el análisis utilizando la norma E.030:2018. Esta norma establece los criterios y procedimientos para el diseño y construcción de estructuras ante acciones sísmicas en Perú. Con este análisis, se determinaron las derivas y desplazamientos de las edificaciones del colegio, lo cual permite evaluar su desempeño frente a sismos de diferentes intensidades.

Posteriormente, se llevó a cabo el análisis estático no lineal con la norma ATC-40 (1996). Esta norma proporciona un enfoque más detallado y realista para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras. Con este análisis, se determinaron los puntos de colapso de las edificaciones del colegio, lo cual permite identificar las áreas de mayor vulnerabilidad y proponer medidas de mejora en caso de ser necesario.

El uso de la técnica de elementos finitos, junto con los análisis estático-dinámico lineal y estático no lineal, proporciona información valiosa sobre el comportamiento sísmico resistente de las edificaciones que conforman el colegio Juan Pablo II en Sarabamba, Chota.

4.1.3.1. Análisis lineal con la norma E.030 (MCVS, 2018)

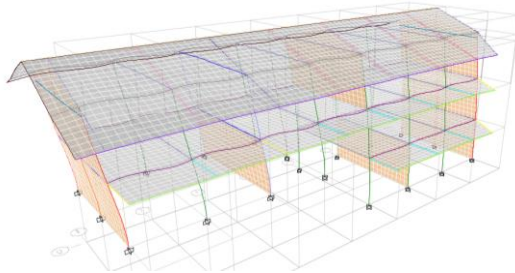
El módulo N° 1 del colegio Juan Pablo II Sarabamba presenta cortante dinámica en X e Y que es inferior al 80% de la cortante estática. En este sentido, los factores de escala que, se utilizan para amplificar el espectro de demanda y obtener resultados más confiables sobre la resistencia sísmica de la edificación en las direcciones X e Y son 6.66 y 1.90, respectivamente. Así mismo, se encontró que los modos de vibración cumplen con la norma.

Tabla 50 Cortante en la Base del Módulo N° 1

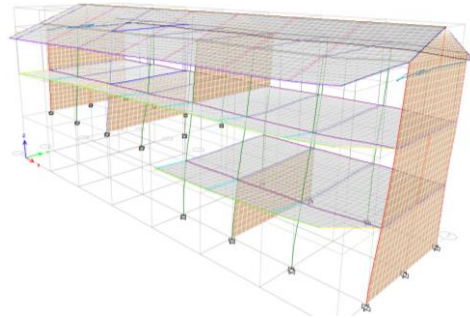
Módulo N° 1	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante Estática	110.84	295.58
Cortante Dinámica	13.31	124.32
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	12	42
Factor de escala	6.66	1.90

Figura 110 Modos de Vibración del Módulo N° 1

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.205



Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.136.



Modo N° 3, rotación con periodo de 0.089

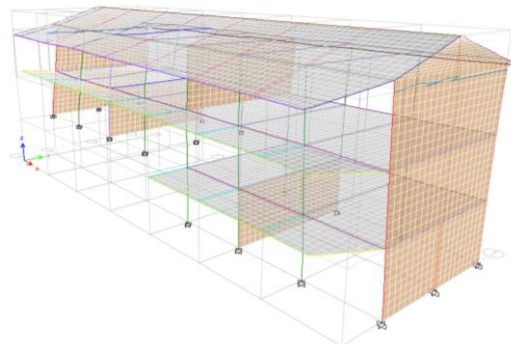
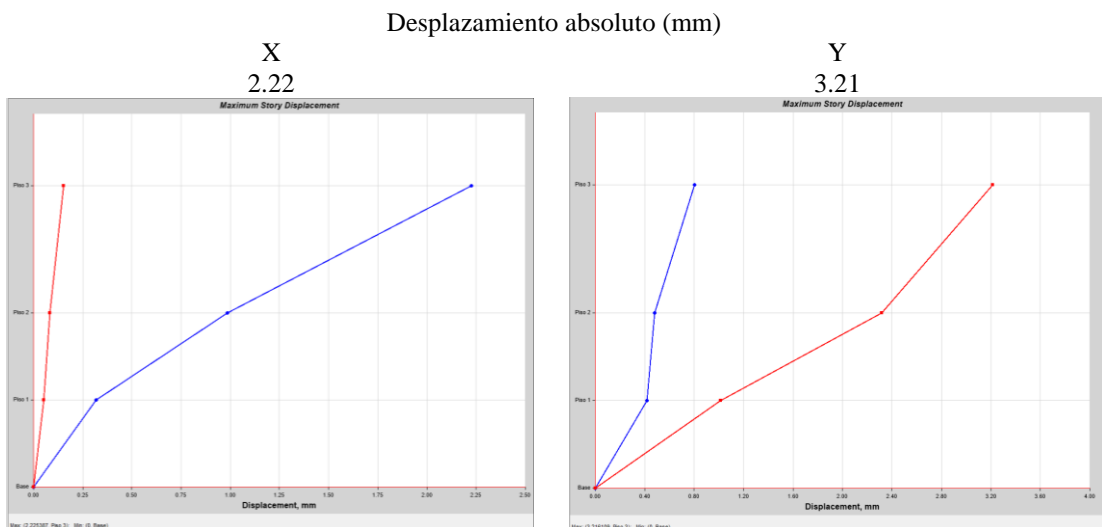


Tabla 51*Periodos de cada Modo del Módulo N° 1*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.205	0.7262	0.0002	0	1.8E-05	0.3176	0.0003
2	0.136	0.0001	0.6287	0	0.0966	0.0011	0.1872
3	0.089	3.351E-05	0.1749	0	0.1688	0.0011	0.6239
4	0.068	0.0032	0.0001	0	0.0003	0.0038	0.0001
5	0.064	0.2302	0.0017	0	0.0037	0.4836	0.0003
6	0.058	0.006	0.0012	0	0.0024	0.0133	0.0000323
7	0.057	0.0024	0.1347	0	0.4324	0.0032	0.0009
8	0.056	1.359E-06	0.0003	0	0.0008	0.0009	8.315E-06
9	0.054	0.0004	0.0004	0	0.0015	0.0037	0.000E+00
10	0.053	2.58E-06	0.0001	0	0.0004	0.0053	2.501E-05
11	0.051	0.0008	0.0032	0	0.0055	0.0006	0.0078
12	0.047	0.0002	0.0024	0	0.0094	0.0002	0.0392

El desplazamiento absoluto del módulo N° 1 en la dirección X e Y es igual a 2.22 y 3.21 mm respectivamente. Con esta información, se puede inferir que el módulo N° 1 frente a un sismo de diseño, se alejaría 2.22 mm de su posición inicial en el eje X y 3.21 mm en el eje Y.

Figura 111*Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 1*

Las derivas relativas del módulo N° 1 en los pisos 1, 2 y 3 en X, sistema estructural de concreto armado, son menores a 0.007, según lo estipulado en la norma E.030:2018. Por otro lado, en Y, sistema estructural de albañilería confinada, las derivas relativas también son menores a 0.005, lo cual asegura que se cumpla con las disposiciones establecidas por la norma E.030:2018. En este caso, al verificar que las derivas relativas se encuentran por debajo de los límites establecidos, se confirma que ambos sistemas cumplen con las normativas vigentes, de la E.030 (MCVS, 2018).

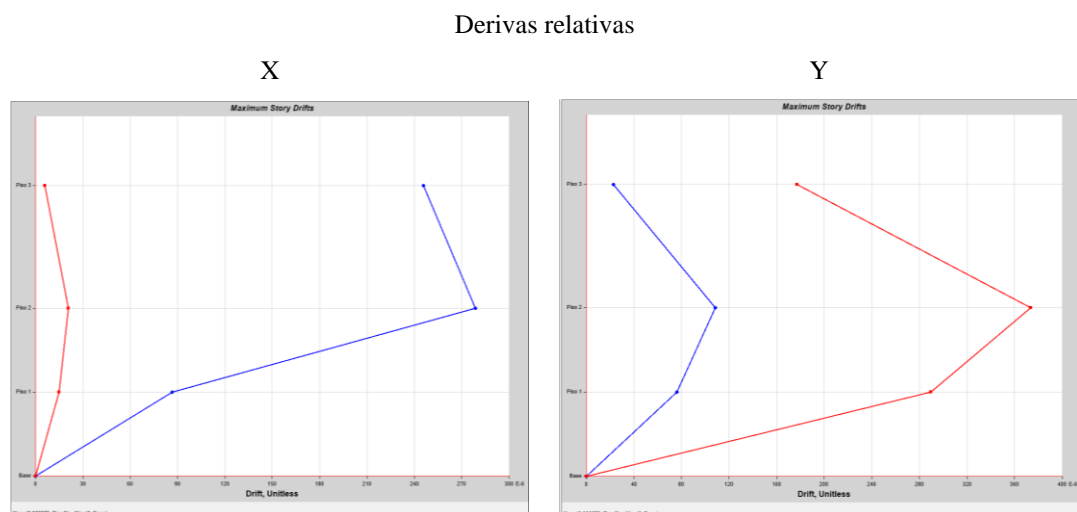
Tabla 52

Derivas Relativas del Módulo N° 1

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 3	0.000246	0.001476	Cumple	0.000023	0.00005175	Cumple
Piso 2	0.00279	0.001674	Cumple	0.00008	0.0000243	Cumple
Piso 1	0.000086	0.000516	Cumple	0.000076	0.000171	Cumple

Figura 112

Derivas Relativas del Módulo N° 1



El módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II cumple con la norma E.030:2018 para edificaciones regulares en cuanto a la cortante dinámica en el eje X. La cortante dinámica en este eje es mayor al 80% de la cortante estática, lo que indica que la estructura es capaz de resistir las fuerzas laterales aplicadas durante un sismo. Pero, en el eje Y, la cortante dinámica es menor al 80% de la cortante estática, por lo que se aplicó el factor de escala 1.02.

Tabla 53

Cortante en la Base del Módulo N° 2

Módulo N° 2	Cortante en la base (ton)	
	X	Y
Cortante Estática	105.78	282.09
Cortante Dinámica	86.73	221.16
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	82	78
Factor de escala	1	1.02

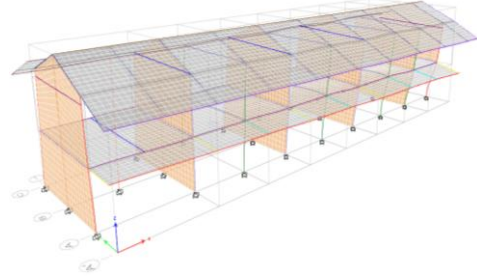
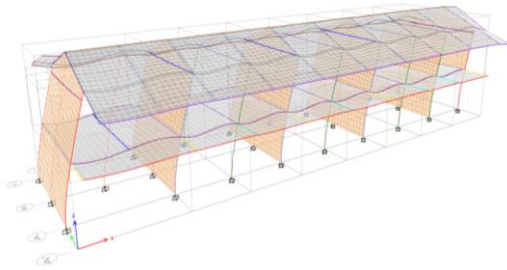
Así mismo, el módulo N° 2 cumple con los modos de vibración, siendo los dos primeros traslación y el tercero rotación. El modo N° 1 y N° 2 tienen un período de 0.197 y 0.0943 segundos, lo que significa que la estructura tarda ese periodo de tiempo en oscilar completamente de un extremo a otro. El modo N° 2 tiene un período de segundos, lo que indica que la estructura tarda 0.0943 segundos en realizar una oscilación completa. Mientras que, el modo N° 3 corresponde a rotación, lo que significa que la estructura gira en torno a un punto. El período de retorno es de 0.082 segundos, lo que indica que la estructura tarda 0.082 segundos en completar una rotación durante un terremoto. Además, en la tabla 54 se presenta los períodos y la masa participativa para cada modo de vibración.

Figura 113

Modos de Vibración del Módulo N° 2

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.1917

Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.0943



Modo N° 3, rotación con periodo de 0.082

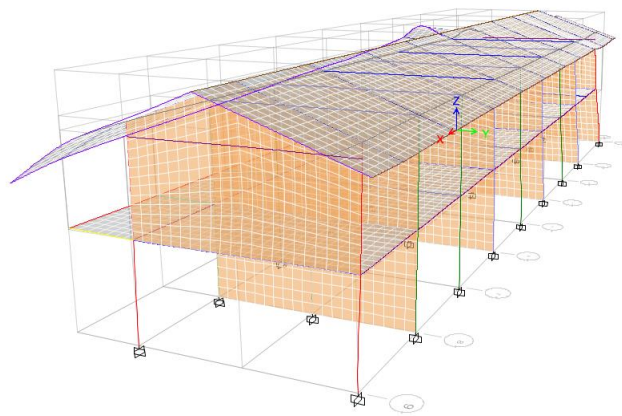


Tabla 54

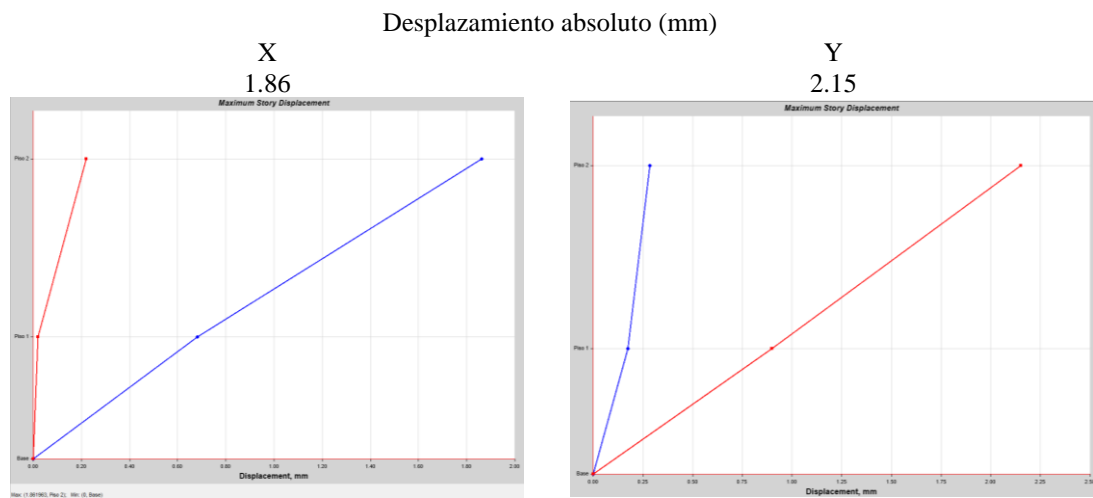
Modos del Módulo N° 2

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.191	0.769	0.000	0.000	0.000	0.299	0.000
2	0.094	0.000	0.589	0.000	0.090	0.000	0.333
3	0.082	0.000	0.300	0.000	0.051	0.000	0.554
4	0.076	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
5	0.056	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
6	0.054	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.002
7	0.054	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.002
8	0.054	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.052	0.010	0.000	0.000	0.000	0.037	0.000
10	0.052	0.091	0.006	0.000	0.003	0.246	0.013
11	0.051	0.106	0.008	0.000	0.006	0.291	0.010
12	0.05	0.003	0.026	0.000	0.038	0.008	0.001

Los desplazamientos absolutos en el módulo número 2 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba alcanzan valores de 1.86 mm en X y 2.15 mm en Y. Estos valores representan la cantidad máxima de movimiento que se espera que experimente la estructura durante un terremoto.

Figura 114

Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 2



Las derivas relativas en el módulo N° 2 en el primer y segundo piso de la estructura en X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma. Por otro lado, las derivas relativas en Y, que se basa en un sistema de albañilería confinada, son menores a 0.05, lo cual cumple con los límites establecidos por la norma nacional.

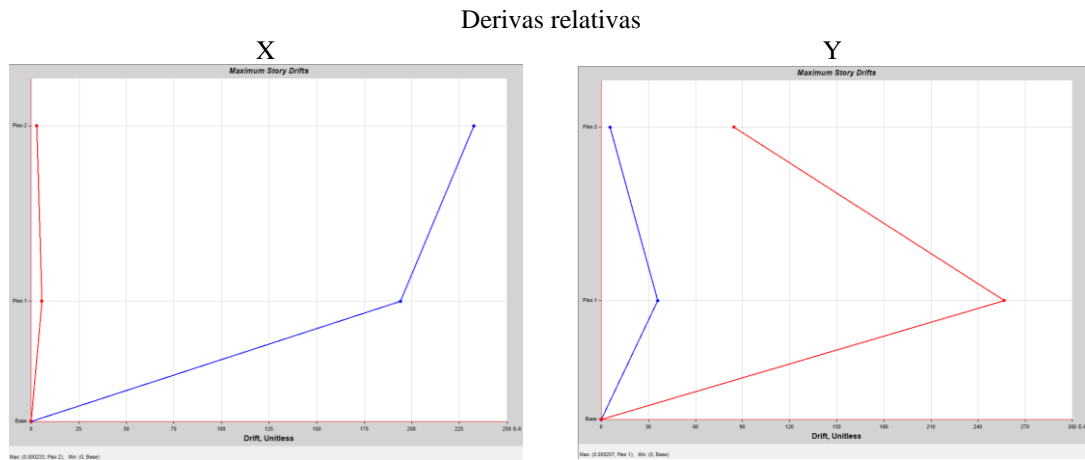
Tabla 55

Derivas Relativas del Módulo N° 2

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8 < 0.007	Y		Ry=3 < 0.005
	Deriva	Deriva.0.75R		Deriva	Deriva.0.75R	
Piso 2	0.000233	0.001398	Cumple	0.000006	0.0000135	Cumple
Piso 1	0.000194	0.001164	Cumple	0.000036	0.000081	Cumple

Figura 115

Derivas Relativas del Módulo N° 2



El módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II Sarabamba presenta cortante dinámica en X e Y que es inferior al 80% de la cortante estática. En este sentido, se aplicaron factores de escala en las direcciones X e Y de 1.14 y 6.09, respectivamente.

Tabla 56

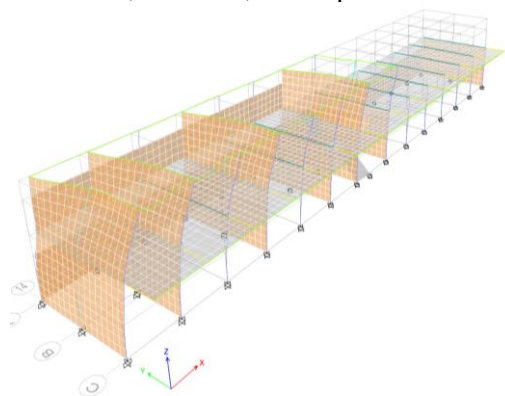
Cortante en la Base del Módulo N° 3

Módulo N° 3	Cortante en la base (ton)	
	X	Y
Cortante		
Estática	38.88	103.68
Dinámica	27.40	13.63
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	70	13
Factor de escala	1.14	6.09

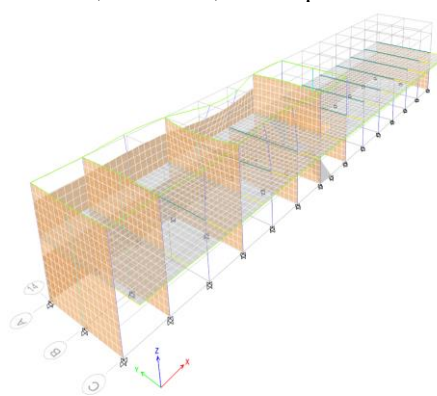
El módulo N° 3 no cumple con los modos de vibración establecidos por la norma E.030:2018 en el análisis dinámico de la edificación. Según esta norma, una estructura debe presentar dos modos de traslación (primer y segundo modo) y un tercer modo de rotación. Sin embargo, en el caso de esta estructura, los tres modos de vibración generan principalmente traslación en lugar de rotación.

Figura 116 Modos de Vibración del Módulo N° 3

Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.145



Modo N° 2, traslación, con un periodo de 0.107



Modo N° 3, traslación con periodo de 0.104

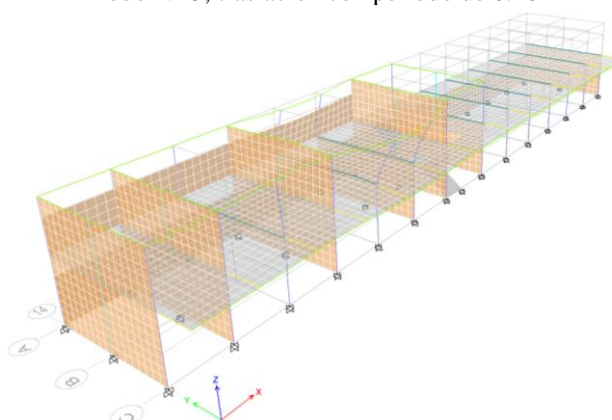


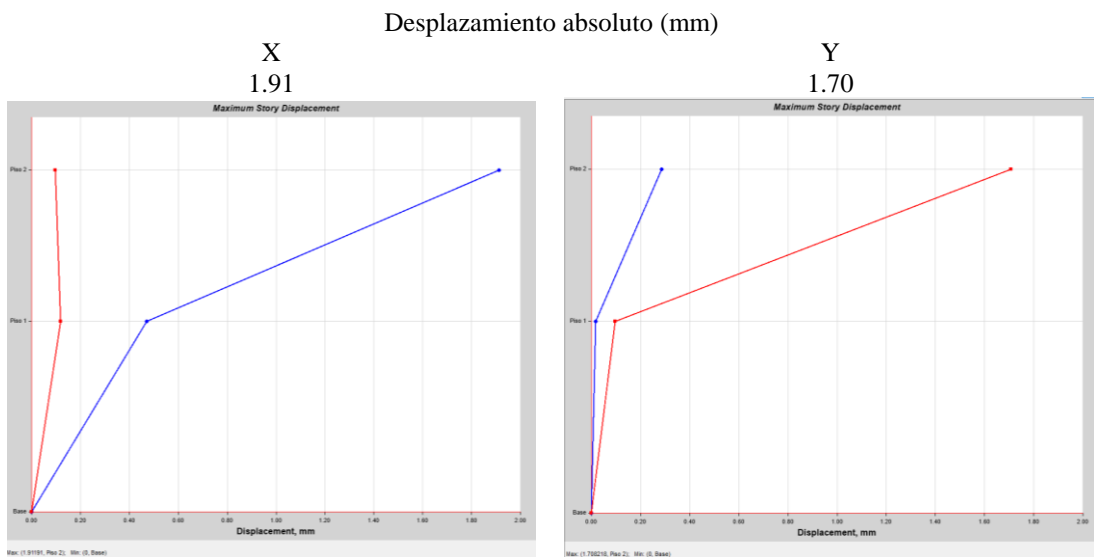
Tabla 57 Modos del Módulo N° 3

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.150	0.647	0.000	0.000	0.000	0.630	0.006
2	0.115	0.000	0.017	0.000	0.070	0.000	0.001
3	0.107	0.333	0.002	0.000	0.002	0.042	0.000
4	0.106	0.006	0.037	0.000	0.141	0.001	0.003
5	0.099	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001
6	0.095	0.000	0.001	0.000	0.003	0.000	0.000
7	0.089	0.000	0.010	0.000	0.034	0.001	0.013
8	0.088	0.000	0.038	0.000	0.119	0.001	0.024
9	0.085	0.002	0.003	0.000	0.004	0.020	0.005
10	0.078	0.000	0.007	0.000	0.015	0.000	0.003
11	0.076	0.000	0.045	0.000	0.057	0.003	0.005
12	0.074	0.001	0.042	0.000	0.035	0.001	0.025
13	0.069	0.000	0.002	0.000	0.000	0.010	0.024
14	0.062	0.000	0.072	0.000	0.001	0.082	0.201
15	0.060	0.003	0.263	0.000	0.001	0.001	0.270
16	0.055	0.002	0.274	0.000	0.046	0.126	0.070
17	0.053	0.006	0.174	0.000	0.078	0.082	0.338
18	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.031	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000

El desplazamiento absoluto del módulo N° 3 en la dirección X e Y es igual a 1.91 y 1.70 mm respectivamente. Con esta información, se puede inferir que el módulo N° 3 frente a un evento sísmico de diseño, se alejaría 1.91 mm de su posición inicial en X y 1.70 mm en Y.

Figura 117

Desplazamientos Absolutos en el Módulo N° 3



Las derivas relativas en el módulo N° 3 en el primer y segundo piso de la estructura en X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma. Por otro lado, las derivas relativas en Y, que se basa en un sistema de albañilería confinada, son menores a 0.05, lo cual cumple con la norma nacional.

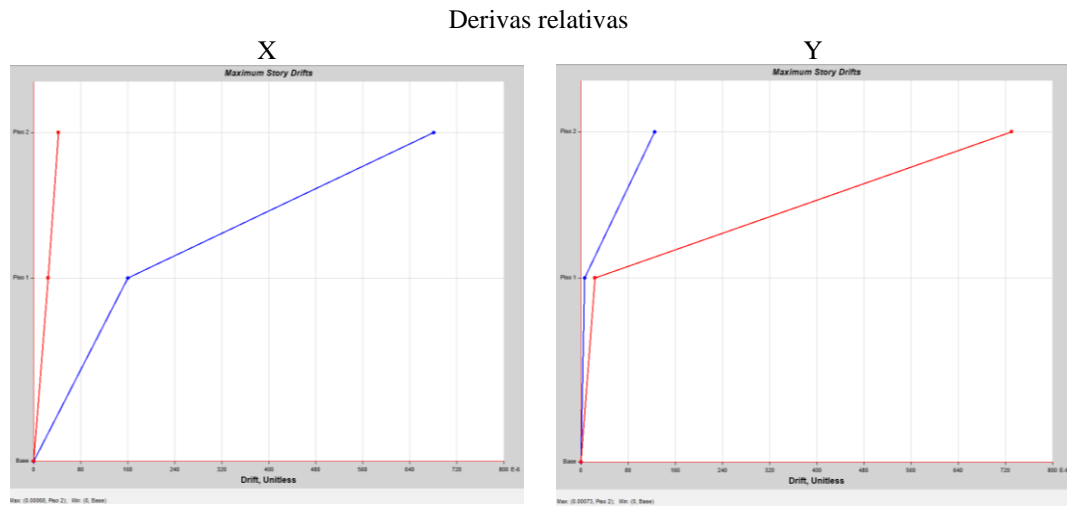
Tabla 58

Derivas Relativas del Módulo N° 3

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 2	0.00068	0.00408	Cumple	0.00073	0.0016425	Cumple
Piso 1	0.000161	0.000966	Cumple	0.000024	0.000054	Cumple

Figura 118

Derivas Relativas del Módulo N° 3



El módulo N° 4 (escalera) del colegio Juan Pablo II Sarabamba que conecta los tres niveles del módulo N° 2, presenta cortante dinámica en X e Y que es inferior al 80% de la cortante estática. En este sentido, los factores de escala que se utilizaron para amplificar el espectro de demanda y obtener resultados más confiables sobre la resistencia sísmica de la edificación en las direcciones X e Y fueron 1.29 y 1.09, respectivamente.

Tabla 59

Cortante en la Base de la Escalera

Escalera	Cortante en la base (ton) en la dirección	
	X	Y
Cortante		
Estática	18.18	48.48
Dinámica	11.27	35.45
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	62	73
Factor de escala	1.29	1.09

La norma E.030:2018 establece como recomendación que los primeros dos modos de vibración sean de traslación, mientras que el tercer modo de vibración debe ser de rotación. Sin embargo, en el caso específico de la escalera

de la I.E.S. Juan Pablo II de Sarabamba, encargada de conectar los diferentes niveles del módulo N° 2 de tres pisos, se ha observado que esta condición no se cumple. En primer lugar, se ha identificado que en el modo N° 1 de vibración de la escalera, el movimiento es de traslación, lo cual está de acuerdo con lo establecido en la norma E.030:2018. Sin embargo, en el modo N° 2, se ha encontrado que se genera una rotación en lugar de un movimiento de traslación, lo cual está en contradicción con lo recomendado por la norma. Por otro lado, en el caso del modo N° 3, se esperaría que el movimiento fuera de rotación, pero se ha observado que se genera un movimiento de traslación en su lugar.

Tabla 60

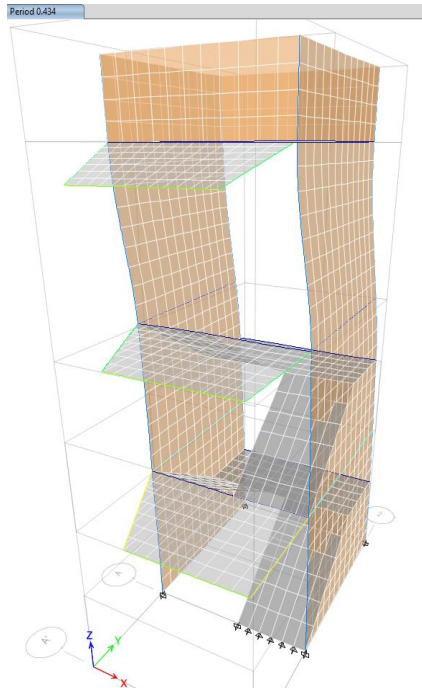
Periodos de cada Modo de la Escalera

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.434	0.549	0.000	0.000	0.000	0.454	0.003
2	0.176	0.121	0.000	0.000	0.000	0.033	0.594
3	0.157	0.197	0.000	0.000	0.000	0.137	0.180
4	0.139	0.000	0.706	0.000	0.339	0.000	0.000
5	0.072	0.055	0.000	0.000	0.000	0.147	0.001
6	0.070	0.004	0.000	0.000	0.000	0.012	0.014
7	0.066	0.002	0.000	0.000	0.000	0.007	0.080
8	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.036
9	0.050	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
10	0.046	0.006	0.002	0.000	0.004	0.026	0.002
11	0.044	0.000	0.002	0.000	0.003	0.000	0.000
12	0.042	0.000	0.174	0.000	0.339	0.000	0.000
13	0.039	0.006	0.001	0.000	0.001	0.015	0.000
14	0.039	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.000
15	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.035	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000
17	0.035	0.003	0.000	0.000	0.000	0.003	0.003
18	0.034	0.013	0.000	0.000	0.001	0.032	0.024
19	0.033	0.000	0.032	0.000	0.080	0.001	0.001
20	0.032	0.003	0.000	0.000	0.000	0.005	0.009

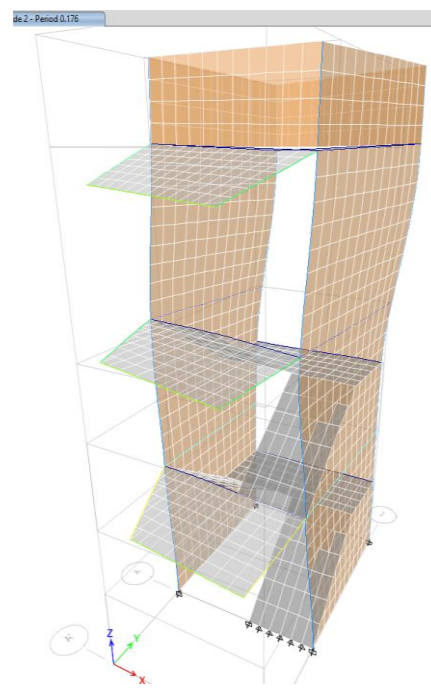
Figura 119

Modos de Vibración de la Escalera

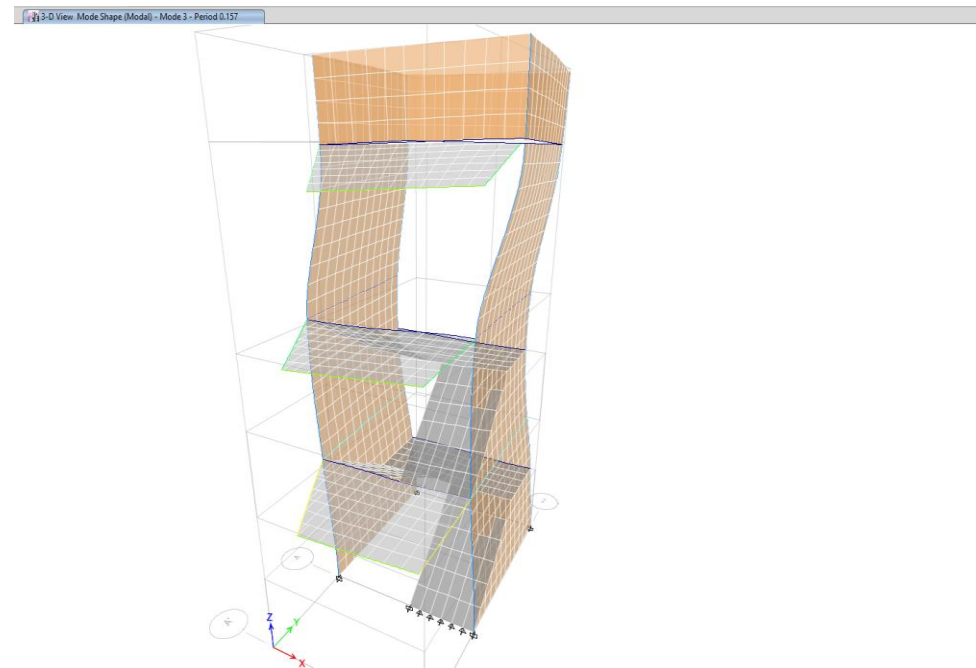
Modo N° 1, traslación, con un periodo de 0.434



Modo N° 2, rotación y traslación, con un periodo de 0.176.



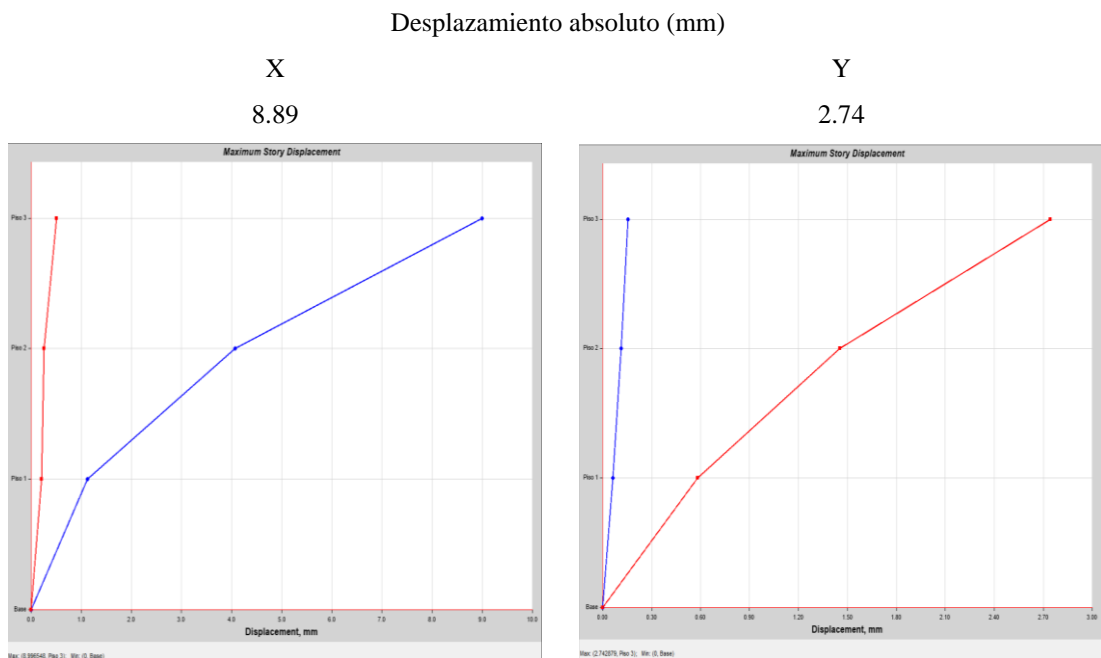
Modo N° 3, traslación con periodo de 0.157



El desplazamiento absoluto de la escalera en la dirección X e Y es igual a 8.89 y 2.74 mm. Con esta información, se puede inferir que la escalera frente a sismos de diseño, se alejaría 8.89 mm de su posición inicial en X y 2.74 mm en Y.

Figura 120

Desplazamientos Absolutos de la Escalera



Las derivas relativas en la escalera en el primer, segundo y tercer piso de la estructura en X, que se basa en un sistema de pórticos de concreto armado, han sido evaluadas con la norma E.030:2018. En este caso, se determinó que las derivas relativas en X en el segundo y primer piso son menores a 0.07, lo cual cumple con la norma, pero en el tercer piso la deriva excede el límite dado por la normatividad nacional, siendo así, la edificación frente a un evento sísmico podría tener un desplazamiento superior al máximo establecido lo que, llevaría a su colapso, esto según López (2014) puede darse cuando la edificación es sometida a cargas superiores a las de diseño, donde de acuerdo a Sanchez (2017) estas

cargas pueden estar dadas por los tanques elevados que se suelen colocar en la superficie superior de las mismas, y que aportan un gran peso muerto a la estructura. Por otro lado, las derivas relativas en Y, que se basa en un sistema de albañilería confinada, también han sido evaluadas de acuerdo con la norma E.030:2018. Se encontró que estas derivas relativas son menores a 0.05, lo cual cumple con la norma nacional.

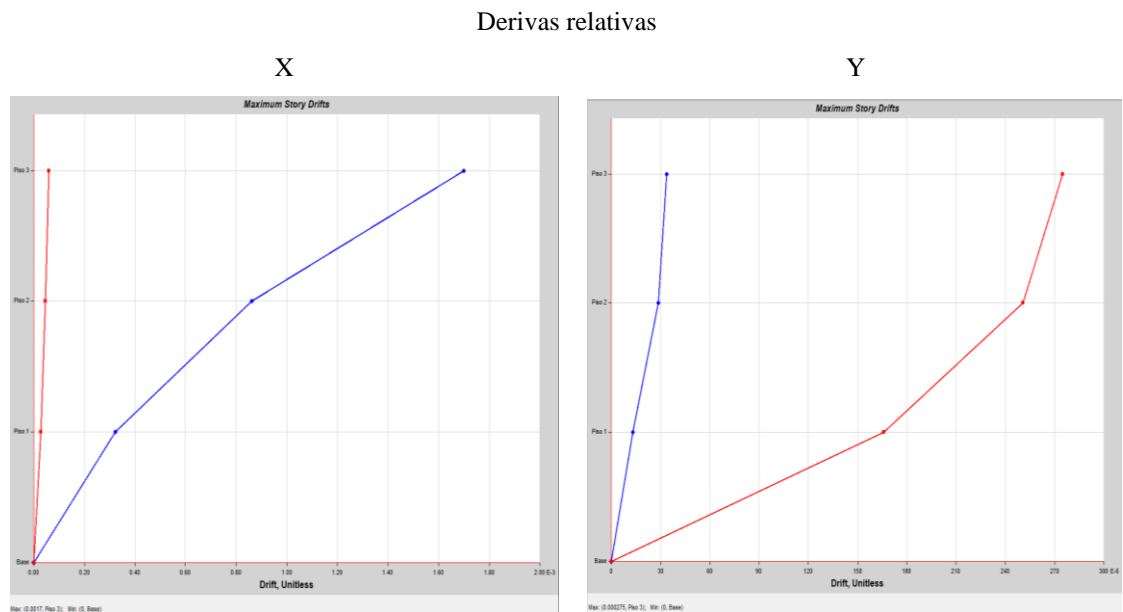
Tabla 61

Derivas Relativas de la Escalera

Derivas relativas	Dirección					
	X		Rx=8	Y		Ry=3
	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.007	Deriva	Deriva.0.75R	< 0.005
Piso 3	0.00170	0.01020	No cumple	0.000275	0.00061875	Cumple
Piso 2	0.000861	0.005166	Cumple	0.000251	0.00056475	Cumple
Piso 1	0.000322	0.001932	Cumple	0.000166	0.0003735	Cumple

Figura 121

Derivas Relativas de la Escalera



4.1.3.2. Análisis no lineal con la norma ATC-40

El módulo N° 1 del colegio Juan Pablo II en X, alcanza la capacidad última cuando el desplazamiento llega a 7.05 cm y el cortante basal alcanza los 741.26 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará. En la dirección Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 4.87 cm y el cortante basal alcanza los 515.83 ton. Cuando estos valores se alcanzan, la estructura llega a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 62

Curva de Capacidad del Módulo N° 1

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	741.26	7.05
Y	515.83	4.87

El desempeño de la estructura del módulo N° 1 ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño de dicha norma. Para un sismo de servicio, la estructura puede soportar un cortante de 257.78 ton con un desplazamiento de 1.13 cm, lo cual cumple con los niveles de desempeño necesarios. Para un sismo de diseño, puede soportar un cortante basal de 499.49 ton con un desplazamiento de 3.52 cm, lo cual también cumple con los niveles de desempeño. Para un sismo máximo, puede soportar un cortante basal de 615.64 ton con un desplazamiento de 5.00 cm, lo cual cumple con los niveles de seguridad de vida establecidos por la norma. Por tanto, en la dirección X la edificación (módulo N° 3) resistirá el abatimiento de un evento sísmico de servicio y sismo de diseño, pero para un sismo máximo estaría en el límite de pre colapso.

Pero en la dirección Y, para el módulo N° 1, en un sismo de servicio alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 265.90 ton y un desplazamiento de 1.82 cm; esto significa que cumple parcialmente los niveles de desempeño, debido a que si bien no se encuentra en el rango operacional se encuentra en ocupación inmediata. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 380.15 ton y un desplazamiento de 2.90 cm; esto significa que la estructura puede resistir sismos más fuertes, pero el nivel de desempeño es mayor en términos de seguridad para la vida de las personas. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 450.50 ton y un desplazamiento de 3.60 cm; esto significa que se encuentra en el límite de pre colapso, lo que significa que la seguridad de la estructura puede verse comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, el módulo N° 1 está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico frecuente y de diseño que ocurra en la dirección X e Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, este módulo podría sufrir daños si se ve expuesto a fuerzas sísmicas máximas (sismo raro) en X e Y.

Tabla 63

Punto de Desempeño del Módulo N° 1, en X e Y

Sismo	X		Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	257.78	1.13	265.90	1.82
Diseño	499.49	3.52	380.15	2.90
Máximo	615.64	5.00	450.50	3.60

Figura 122

Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 1

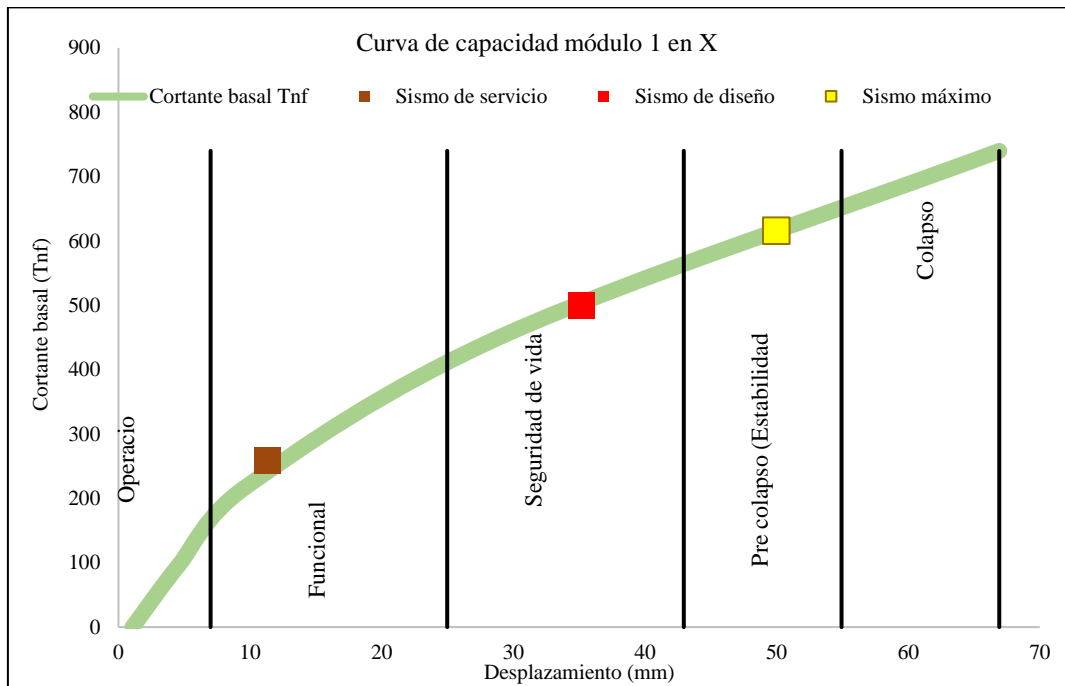
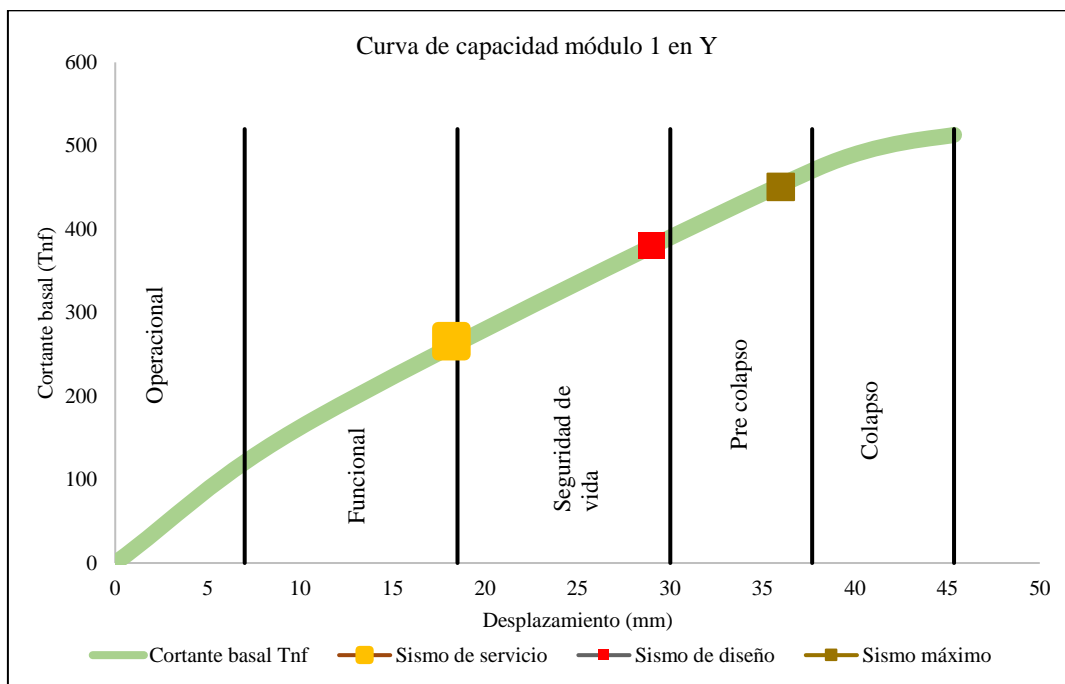


Figura 123

Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 1



En relación a las rótulas de falla, en la dirección X del primer módulo, las rótulas de falla se presentan inicialmente en el fin de techo en las vigas, que se halla en el Eje (8-8), y Eje (8-8). En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y del módulo N° 1, se observa que en el primer step (primer modo) se forman en el techo del eje 5-4 y 4-4 se las vigas.

Figura 124 *Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 1 en el Último Step*

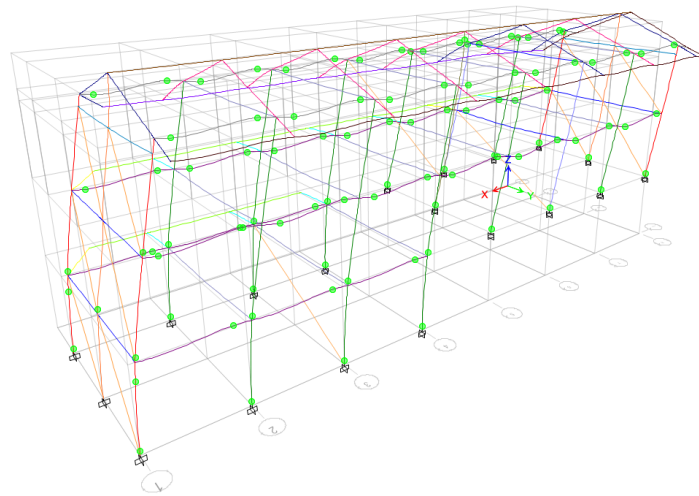
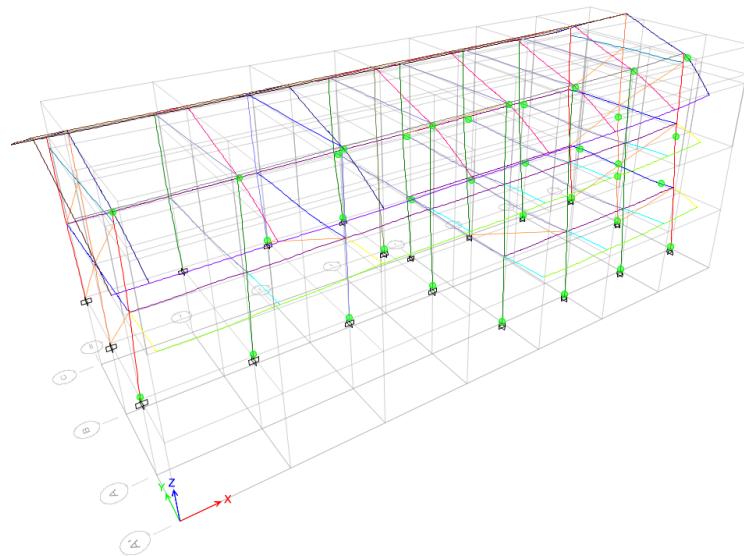


Figura 125 *Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 1 en el Cuarto Step*



El módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II en X, alcanza la capacidad última cuando el desplazamiento llega a 4.70 cm y el cortante basal alcanza los 200.51 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará. En la dirección Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 0.67 cm y el cortante basal alcanza los 442.96 ton. Cuando estos valores se alcanzan, la estructura llega a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 64

Curva de Capacidad del Módulo N° 2

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	758.40	12.74
Y	905.12	1.98

El desempeño del módulo N° 2 para un sismo de servicio la estructura puede soportar un cortante de 363.42 ton con un desplazamiento de 3.77 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería tener un nivel de desempeño operacional, pero su nivel de desempeño es ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, la estructura puede soportar un cortante basal de 580.35 ton con un desplazamiento de 8.05 cm, lo cual también cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de seguridad de vida. Para un sismo máximo, la estructura puede soportar un cortante basal de 649.68 ton con un desplazamiento de 9.92 cm, lo cual no cumple con los niveles de seguridad de vida establecidos por la norma, sino que se encuentra en pre colapso. Por tanto, en la dirección X la edificación (módulo N° 2) resistirá el abatimiento de un evento sísmico de servicio y sismo de diseño, pero podría sufrir daños considerables frente a un sismo máximo.

Pero en Y, para el módulo N° 2 en un sismo de servicio la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 727.0 ton y un desplazamiento de 0.88 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de este nivel y puede ser utilizada de manera segura después del evento sísmico. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 804.27 ton y un desplazamiento de 0.95 cm; esto significa que la estructura puede resistir sismos más fuertes, siendo el nivel de desempeño ocupación inmediata. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 896.58 ton y un desplazamiento de 1.07 cm; esto significa que se encuentra en el límite de pre colapso, lo que significa que la seguridad de la estructura puede verse comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, el módulo N° 2 está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico frecuente y de diseño que ocurra en X e Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo (sismo raro), este módulo podría sufrir daños o incluso pre colapsar si se ve expuesto a fuerzas sísmicas máximas en X e Y.

Tabla 65

Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, en X e Y

Sismo	X		Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	363.42	3.77	727	0.88
Diseño	580.35	8.05	804.27	0.95
Máximo	649.68	9.92	896.58	1.07

Figura 126

Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 2

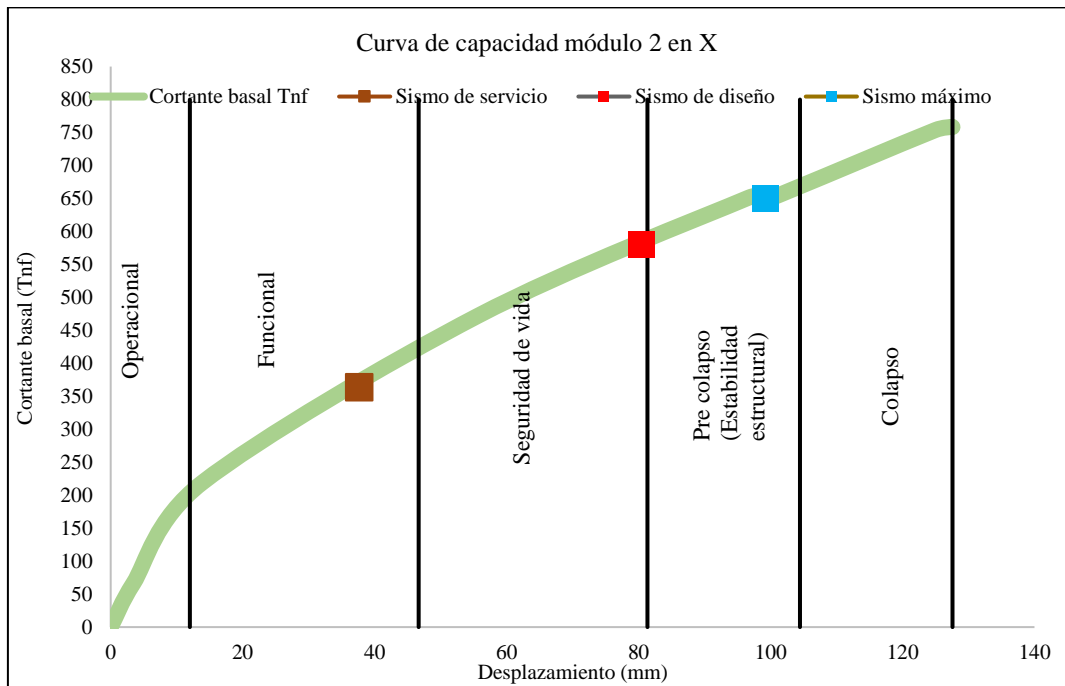
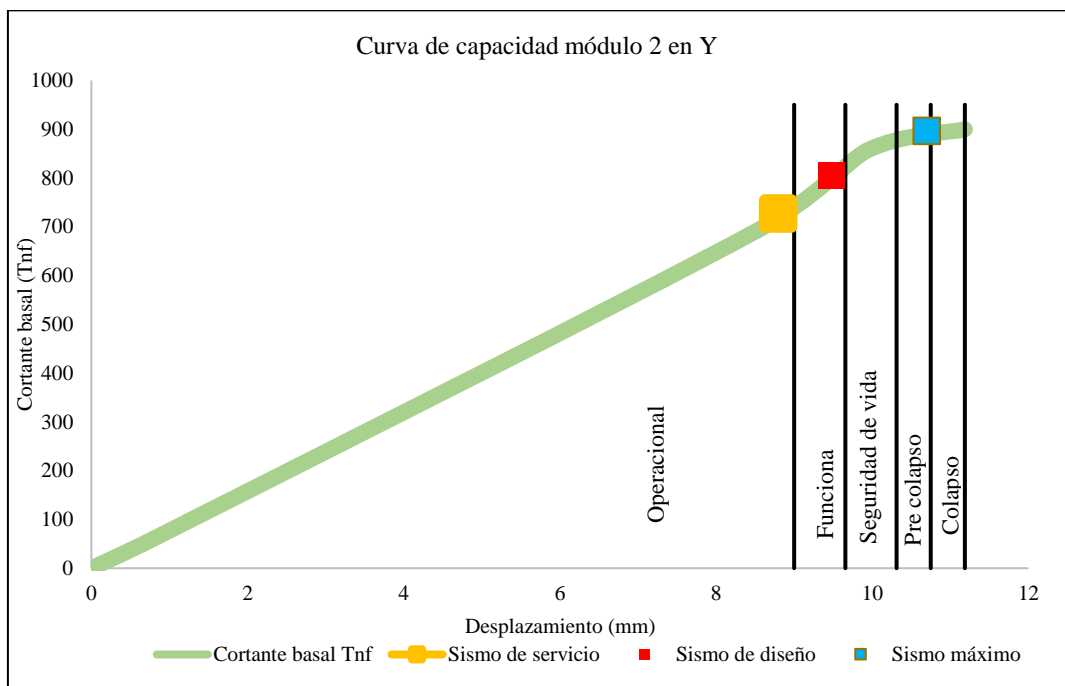


Figura 127

Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 2



En relación a las rótulas de falla, en X del segundo módulo, las rótulas de falla se forman en la estructura en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se halla en el Eje (2-2 y 9-9). En cuanto a las rótulas de falla en Y del módulo N° 2, se observa que en el primer step (primer modo) las primeras rotulas plásticas que se forman en la estructura en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se hallan entre los Eje (2-2 y 9-9).

Figura 128 *Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 2 en el Octavo Step*

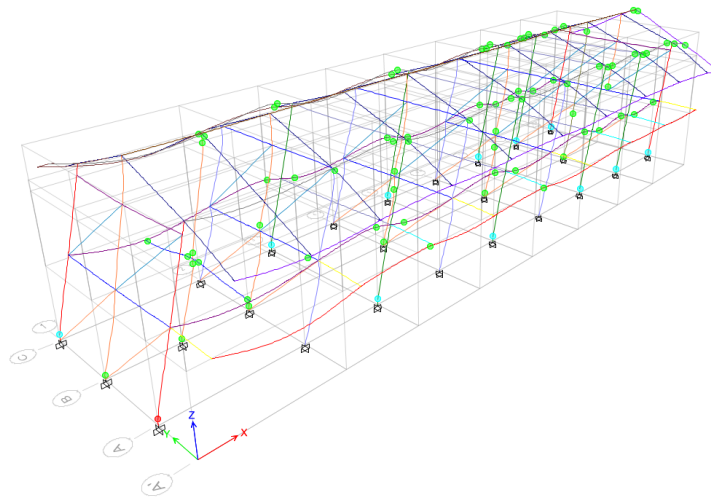
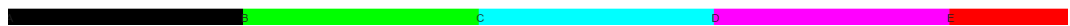
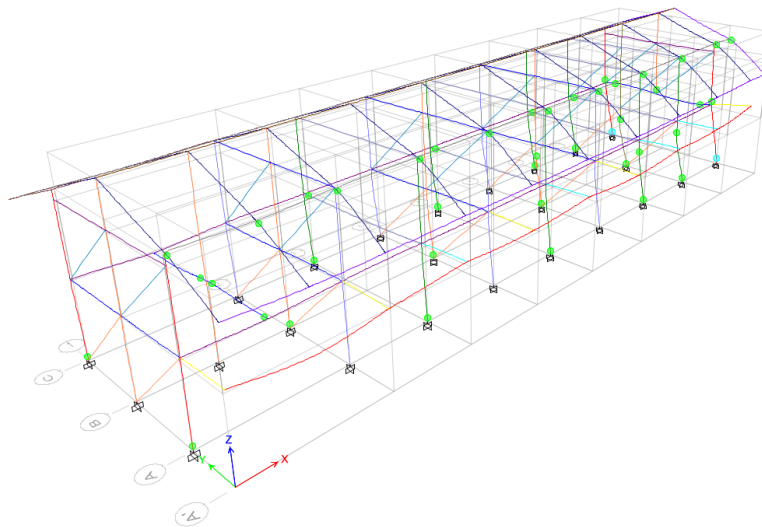


Figura 129 *Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 2 en el Cuarto Step*



El módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II en X, alcanza la capacidad última cuando el desplazamiento llega a 5.00 cm y el cortante basal alcanza los 205.63 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará. En la dirección Y, ocurre algo similar. La capacidad última se alcanza cuando el desplazamiento llega a 0.88 cm y el cortante basal alcanza los 908.82 ton. Cuando estos valores se alcanzan, la estructura llega a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 66

Curva de Capacidad del Módulo N° 3

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	205.63	5.00
Y	908.82	0.88

El desempeño de la estructura del módulo N° 3 ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño establecidos por dicha norma. En X, para un sismo de servicio, la estructura puede soportar un cortante de 157.82 ton con un desplazamiento de 1.76 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería ser operacional, pero se encuentra en ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, la estructura puede soportar un cortante basal de 185.60 ton con un desplazamiento de 2.86 cm, lo cual también cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de seguridad de vida. Para un sismo máximo, la estructura puede soportar un cortante de 195.23 ton con un desplazamiento de 3.89 cm, lo cual no cumple con los niveles de desempeño establecidos por la norma. Por tanto, en la dirección X el módulo N° 3 resistirá el abatimiento de un evento sísmico de servicio y sismo de diseño, pero no de un sismo máximo.

Pero en la dirección Y, para el módulo N° 3, en un sismo de servicio, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 306.80 ton y un desplazamiento de 0.45 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de baja intensidad y frente a ellos la edificación aún tiene nivel de seguridad de vida. En un sismo de diseño, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 348.90 ton y un desplazamiento de 0.52 cm; esto significa que la estructura llega al límite del nivel de desempeño de seguridad de vida, por lo que tiene algunos elementos comprometidos que le llevan al pre colapso. Pero, en un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 400.40 ton y un desplazamiento de 0.60 cm; esto significa que se encuentra en el límite de pre colapso y colapso, por lo que la estructura se ve comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, el módulo N° 3 no está diseñado para soportar los efectos de un evento telúrico de gran magnitud que ocurra en la dirección Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, este módulo podría sufrir daños o incluso colapsar si se ve expuesto a fuerzas sísmicas en Y. Esto se debe a que, el segundo nivel que formo parte de la remodelación se ve comprometido.

Tabla 67

Punto de Desempeño para el Módulo N° 3, en X e Y

Sismo	X		Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	157.82	1.76	306.80	0.45
Diseño	185.60	2.86	348.90	0.52
Máximo	195.23	3.89	400.40	0.60

Figura 130

Objetivos de Desempeño en X para el Módulo N° 3

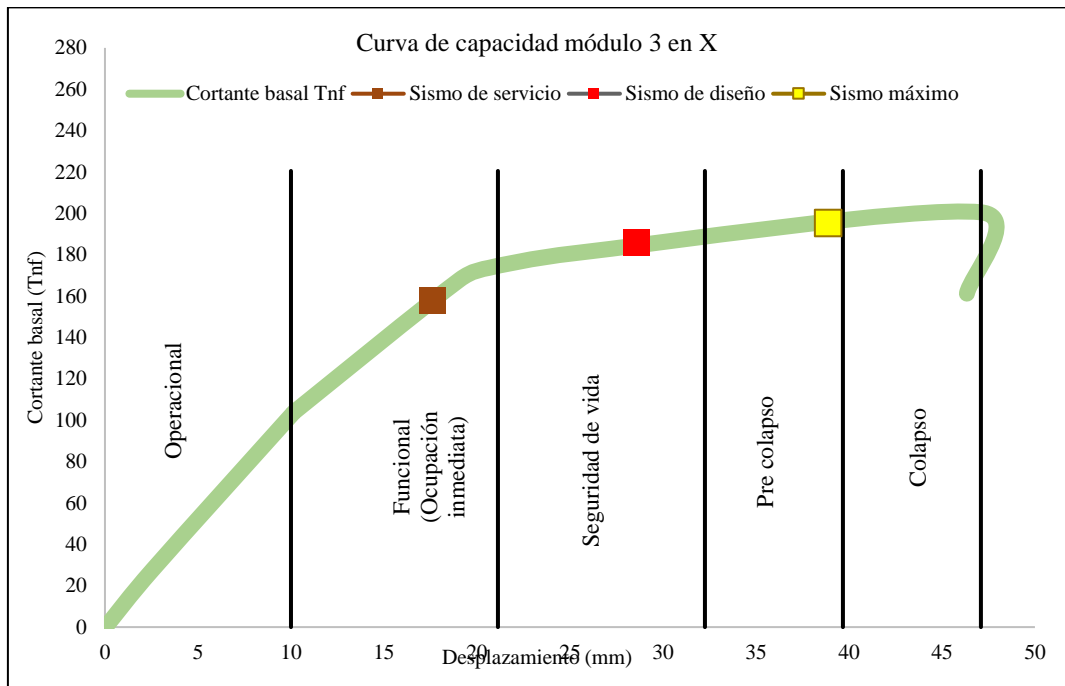
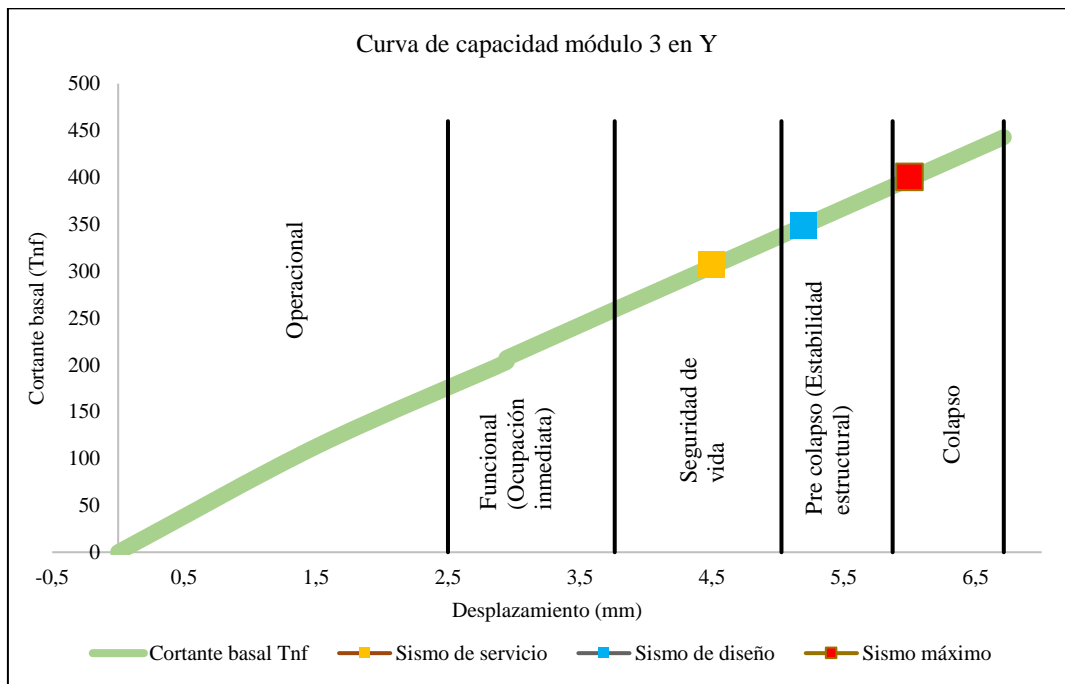


Figura 131

Objetivos de Desempeño en Y para el Módulo N° 3



En relación a las rótulas de falla, en la dirección X del tercer módulo, las rótulas de falla se presentan inicialmente en las vigas y luego en las columnas del segundo nivel. En cuanto a las rótulas de falla en la dirección Y del módulo N° 3, se observa que en el primer step (primer modo) se encuentran las primeras rótulas plásticas en la columna del segundo nivel, ubicada en el eje (9-9 y C-C) de la estructura.

Figura 132 *Rótulas en la Dirección X del Módulo N° 3 en el Octavo Step*

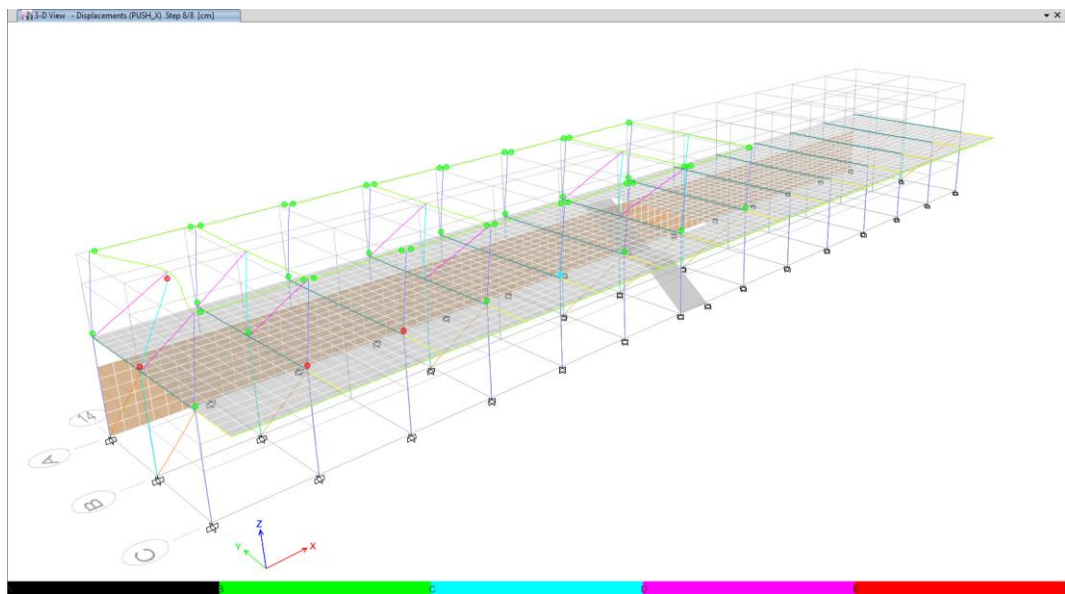
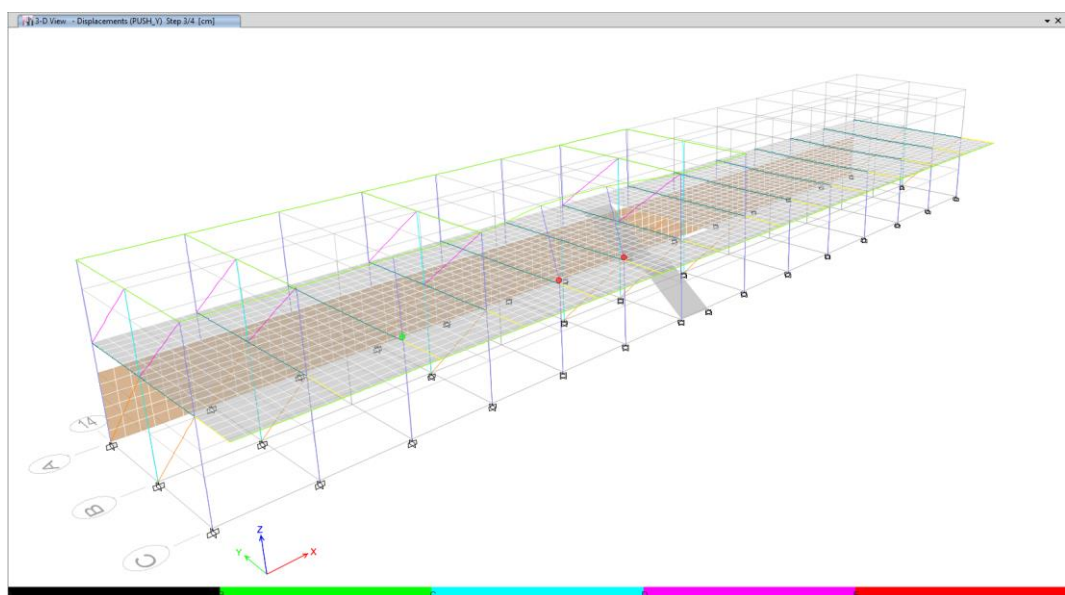


Figura 133 *Rótulas en la Dirección Y del Módulo N° 3 en el Cuarto Step*



La escalera del colegio Juan Pablo II en X, alcanza la capacidad última cuando el desplazamiento llega a 6.89 cm y el cortante basal alcanza los 31.50 ton. En la dirección Y, ocurre algo similar. La capacidad última de la estructura se alcanza cuando el desplazamiento llega a 3.61 cm y el cortante basal alcanza los 139.56 ton. Cuando estos valores se alcanzan, se considera que la estructura ha llegado a su máxima capacidad y colapsará.

Tabla 68

Curva de Capacidad de la Escalera del Colegio

Dirección	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
X	31.50	6.89
Y	139.56	3.61

El desempeño de la estructura de la escalera ha sido evaluado según la norma ATC-40 (1996) y se ha determinado que cumple parcialmente los objetivos de desempeño establecidos por dicha norma. Para un sismo de servicio la estructura puede soportar un cortante de 24.22 ton con un desplazamiento de 3.83 cm, lo cual cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios debido a que la edificación debería tener un nivel de desempeño operacional, pero su nivel de desempeño es ocupación inmediata. Para un sismo de diseño, puede soportar un cortante basal de 27.18 ton con un desplazamiento de 5.28 cm, lo cual también cumple parcialmente con los niveles de desempeño necesarios, estando dentro del nivel de seguridad de vida, cuando debería estar en el nivel de ocupación inmediata. Para un sismo máximo (sismo de mayor intensidad y menos probable de ocurrir), la estructura puede soportar un cortante basal de 29.25 ton con un desplazamiento de 6.00 cm, estando en el nivel de desempeño de pre colapso, por lo cual no cumple con los objetivos de desempeño.

De igual manera en Y, para la escalera, en un sismo de servicio, alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 59.20 ton y un desplazamiento de 1.46 cm; esto significa que la estructura está diseñada para soportar sismos de este nivel y puede ser utilizada de manera segura después del evento sísmico, teniendo el nivel de ocupación inmediata. En un sismo de diseño, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 95.60 ton y un desplazamiento de 2.38 cm; esto significa que la estructura puede resistir sismos más fuertes, pero el nivel de desempeño es menor en términos de seguridad para la vida de las personas. En un sismo máximo, el evento telúrico más fuerte que la estructura puede experimentar, la estructura alcanza su punto máximo de desempeño con una fuerza cortante basal de 110.50 ton y un desplazamiento de 2.80 cm; esto significa que la estructura se encuentra en el límite de pre colapso, lo que significa que la seguridad de la estructura puede verse comprometida en este nivel de intensidad.

Por lo tanto, la escalera está diseñada para soportar los efectos de un evento telúrico frecuente y de diseño que ocurra en la dirección X e Y. Esto significa que, en caso de un terremoto extremo, esta estructura podría sufrir daños o incluso colapsar si se ve expuesto a fuerzas sísmicas en X e Y.

Tabla 69

Punto de Desempeño para la Escalera del Colegio, en X e Y

Sismo	X		Y	
	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)	Desplazamiento (cm)
Servicio	24.220	3.83	59.20	1.46
Diseño	27.179	5.28	95.60	2.38
Máximo	29.250	6.00	110.50	2.80

Figura 134

Objetivos de Desempeño en X para la Escalera

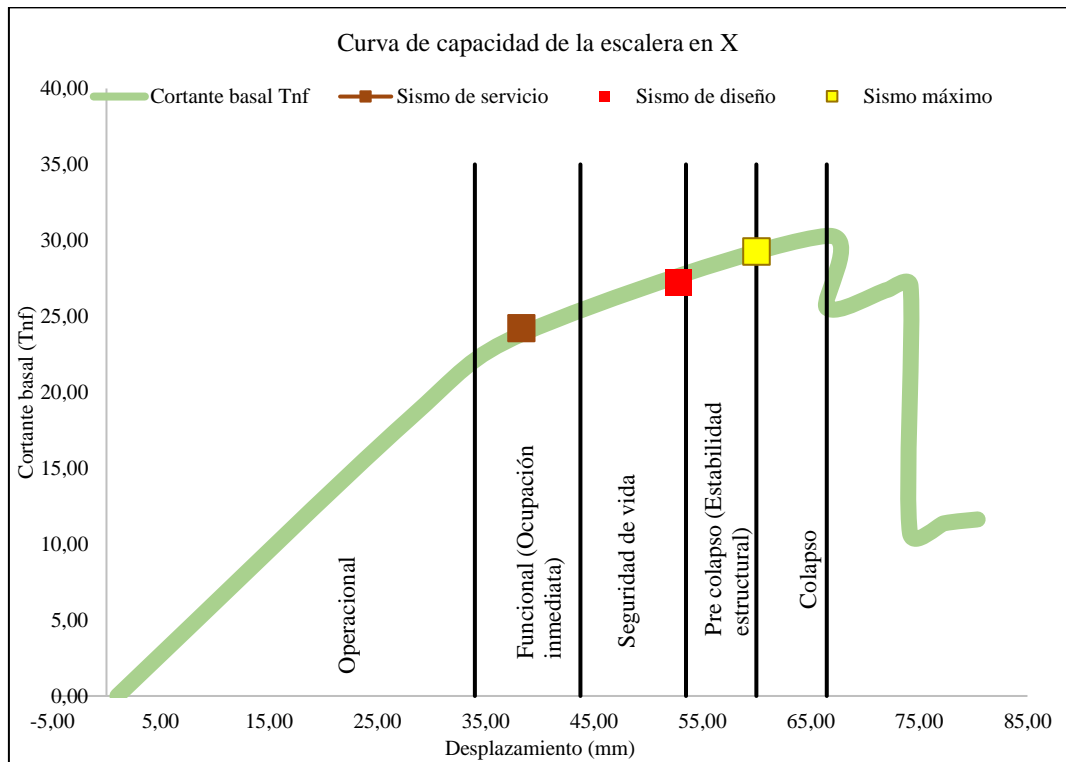
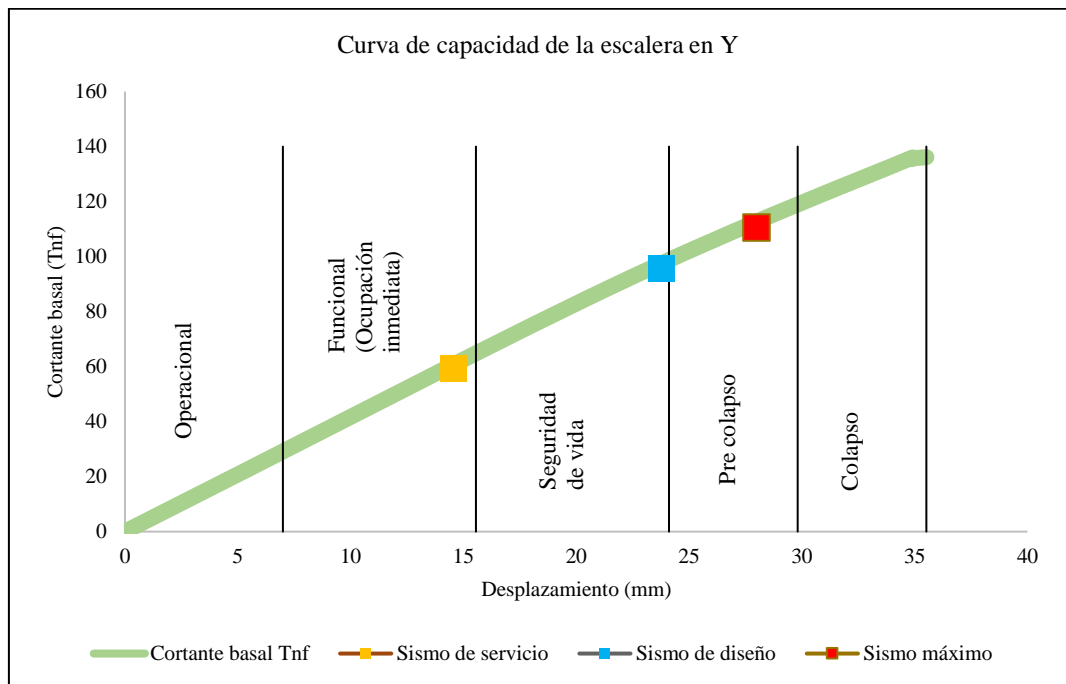


Figura 135

Objetivos de Desempeño en Y para la Escalera



En relación a las rótulas de falla, como resultado general, se puede concluir que la escalera colapsa ante un evento sísmico máximo, pero en eventos sísmicos de servicio y de diseño la estructura prevalece cumpliendo parcialmente los niveles de desempeño. Es importante destacar que este colapso se manifiesta inicialmente en las vigas y posteriormente afecta a las columnas.

Figura 136 *Rótulas en la Dirección X de la Escalera en el Séptimo Step*

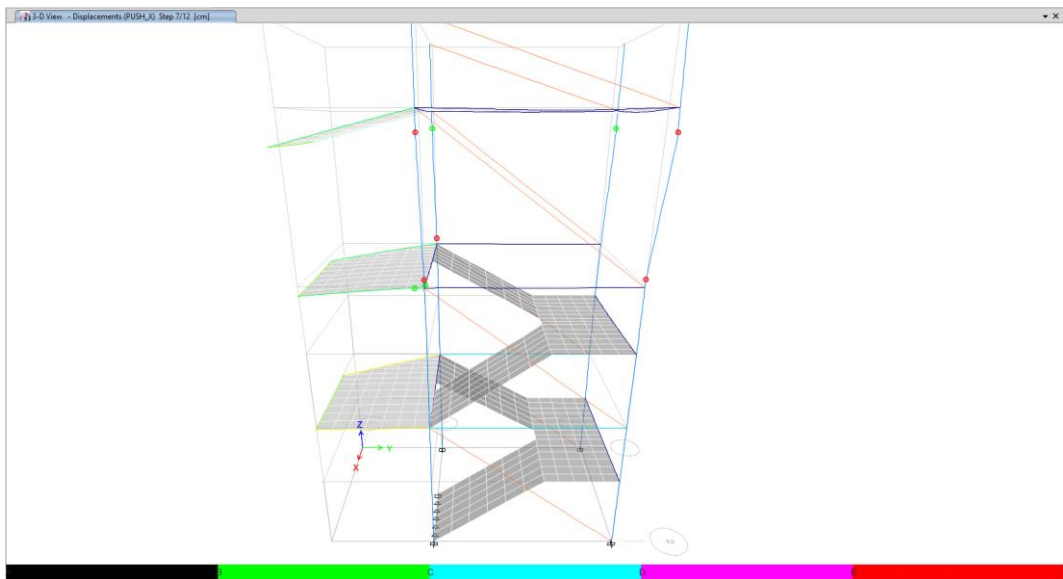
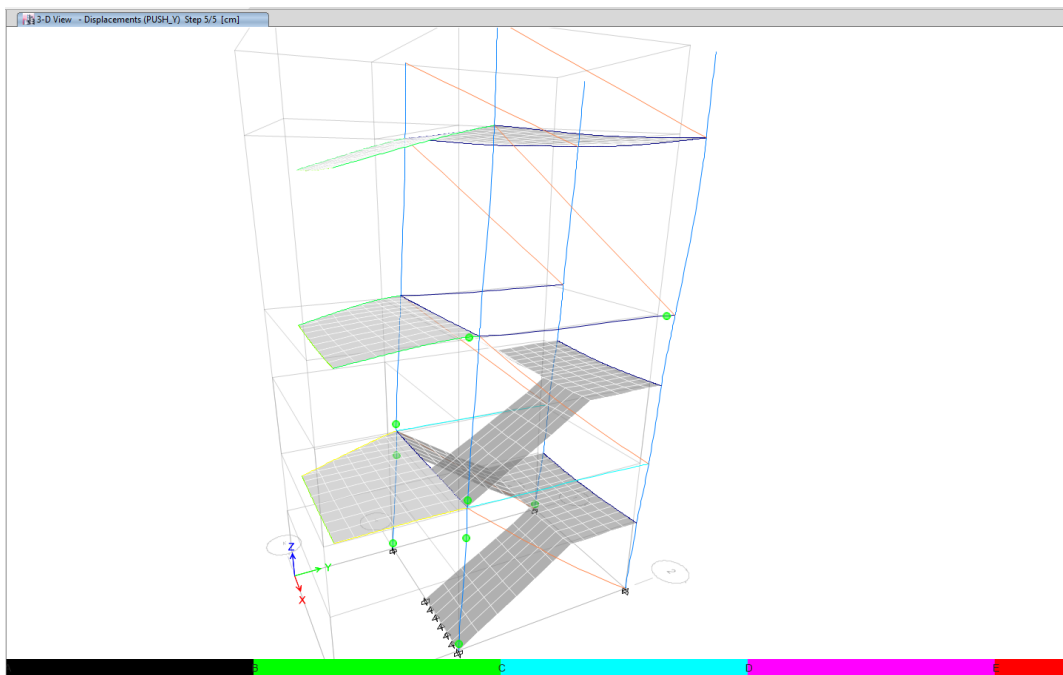


Figura 137 *Rótulas en la Dirección Y de la Escalera en el Quinto Step*



4.1.4. Comparación del comportamiento sismorresistente del colegio por diferentes métodos de análisis sísmico

El comportamiento estructural de los módulos del colegio Juan Pablo II de Sarabamba es bueno para el módulo N° 1 y N° 2, lo que significa que en general cumplen con la capacidad estructural necesaria para soportar las cargas y fuerzas a las que están expuestos. Sin embargo, se ha identificado que el módulo N° 3 (edificio preexistente, que fue remodelado incrementando un nivel en el año 2016) y la escalera (estructura construida en el 2016 para unir los módulos N° 1 y N° 2) presentan un comportamiento estructural de regular a malo, lo que implica que podrían colapsar en caso de ocurrir eventos sísmicos de máxima intensidad.

Con el fin de analizar y comparar el comportamiento de estos módulos ante diferentes tipos de fuerzas y cargas, se llevó a cabo un estudio sin y con el método de elementos finitos. Este método consiste en dividir la estructura en elementos más pequeños, para luego simular y predecir su comportamiento.

En este estudio, se realizó inicialmente un análisis estático-dinámico lineal usando el método de elementos finitos. Este análisis permitió obtener resultados que evidenciaron el comportamiento de los módulos y la escalera ante la acción de fuerzas sísmicas. Luego, se llevó a cabo un análisis estático no lineal por el método de elementos finitos. Este tipo de análisis considera la no linealidad de los materiales y la deformación de la estructura, lo que permite obtener resultados más precisos y realistas en cuanto al comportamiento de los módulos ante cargas extremas. Así mismo, se realizaron estos análisis, pero sin aplicar previamente el método de elementos finitos. Esta comparación permitió verificar la eficacia del método y su capacidad para brindar resultados más precisos y confiables en relación al comportamiento estructural de los módulos del colegio.

En el análisis lineal, las cortantes en la base de la estructura son similares tanto sin como con elementos finitos en los elementos estructurales. Esto significa que no hay una gran variabilidad en los valores obtenidos entre ambos métodos. Los factores de escala también son similares, lo que indica que las magnitudes de las cargas y fuerzas aplicadas en el análisis se mantienen consistentes en ambos enfoques. Sin embargo, la diferencia más significativa se ve en los desplazamientos. Cuando se aplica el método de elementos finitos, los desplazamientos son mayores en comparación con el análisis lineal. Esto se debe a que el uso de elementos finitos implica una discretización de la estructura en una malla o red de elementos más pequeños. Esto permite tener en cuenta de manera más precisa la flexibilidad y el comportamiento real de la estructura, lo que resulta en desplazamientos más realistas.

El aumento en los desplazamientos no necesariamente indica un problema o una falla en la estructura. De hecho, es esperable que los desplazamientos incrementen al utilizar elementos finitos, ya que se consideran más aspectos y detalles de la estructura que contribuyen a su comportamiento global. Esta flexibilidad en el análisis con elementos finitos permite obtener resultados más críticos.

Además de los desplazamientos, las derivas en las estructuras también tienden a aumentar con el uso de elementos finitos. Las derivas son las diferencias en los desplazamientos entre diferentes puntos de la estructura, y son una medida importante para evaluar la respuesta sísmica de la edificación. Un aumento en las derivas obtenidas mediante el análisis con elementos finitos proporciona una mejor estimación de la deformación y la respuesta ante eventos sísmicos, lo que resulta en resultados más confiables. No obstante, es importante tener en cuenta

que, si bien los desplazamientos y las derivas aumentan al utilizar elementos finitos, existen límites máximos establecidos por las normativas, como la norma E.030:2018, que deben respetarse para garantizar la seguridad estructural. El análisis con elementos finitos permite evaluar de manera más precisa si una estructura cumple con estos estándares y regulaciones, brindando mayor confiabilidad.

En el análisis no lineal, se evalúa la capacidad máxima de la estructura en X e Y, tanto con el mallado de la edificación como sin él. En ambos casos, se obtienen resultados similares en cuanto a la capacidad máxima. Sin embargo, la verdadera diferencia radica en los puntos de desempeño. Cuando se realiza el análisis de elementos finitos, los objetivos de desempeño son más estrictos. Esto implica que se establecen criterios más rigurosos para determinar el límite máximo de carga o deformación que la estructura puede resistir sin experimentar daño o colapso.

Como resultado, en algunas direcciones, los resultados del análisis con elementos finitos pueden indicar niveles de seguridad inferiores a los obtenidos en el análisis no lineal sin mallado. Esto significa que, en ciertas condiciones, la estructura podría pasar de ser considerada segura para la vida útil a estar más cerca del pre colapso o incluso del colapso.

Esto puede generar preocupación o inseguridad, pero en realidad, los resultados más estrictos del análisis de elementos finitos brindan una mayor confiabilidad y seguridad a los posibles escenarios de carga real a los que la estructura puede verse expuesta. Al establecer criterios más rigurosos, se garantiza que la estructura pueda soportar condiciones más extremas y se minimiza la posibilidad de fallos o colapsos inesperados.

Por lo tanto, aunque los resultados del análisis de elementos finitos pueden parecer más alarmantes debido a la estricta evaluación del desempeño de la estructura, en realidad, estos resultados generan mayor seguridad y confianza en la capacidad de la estructura para resistir cargas y asegurar la vida útil.

4.1.4.1.Módulo N° 1

De acuerdo a los resultados sin y con elementos finitos, se ha concluido que el módulo N° 1 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba cumple plenamente con los requisitos de modos de vibración, desplazamiento y derivas máximas de la norma E.030:2018. Esto demuestra que la estructura ha sido diseñada y construida de manera adecuada para resistir los efectos sísmicos.

Además, el análisis ha revelado que la estructura del colegio Juan Pablo II cumple parcialmente con los objetivos de desempeño establecidos por el ATC-40. Estos objetivos de desempeño se refieren a la seguridad estructural durante eventos sísmicos. Aunque la estructura cumple con la mayoría de los criterios y requisitos, existen ciertas áreas en las que se debe prestar atención adicional.

Específicamente, se ha identificado que en la dirección X e Y de la estructura hay una mayor vulnerabilidad a posibles eventos sísmicos extremos. Esto implica que, durante sismos máximos, la estructura puede presentar deformaciones y desplazamientos significativos que podrían llevar al pre colapso de la misma. Es importante destacar que, no implica la falla total de la estructura, pero sí indica una reducción significativa de su capacidad de resistencia.

Es importante tener en cuenta que, a pesar de esta vulnerabilidad identificada en X e Y, la estructura del colegio Juan Pablo II sigue siendo capaz de resistir favorablemente eventos sísmicos frecuentes y de diseño. Sin embargo, para garantizar la máxima seguridad y reducir aún más los riesgos en caso de

sismos máximos, se recomienda implementar mejoras y seguir las recomendaciones de los análisis realizados.

Tabla 70

Cortante en la Base del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Módulo N° 1	Cortante estática en la base (ton) en la dirección			
	Análisis sin elementos finitos		Análisis con elementos finitos	
Dirección	X	Y	X	Y
Estática	108.07	288.2	110.84	295.58
Dinámica	15.19	126.11	13.31	124.32
% cortante dinámica	14	44	12	42
Factor de escala	5.69	1.83	6.66	1.9

Tabla 71

Desplazamientos del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Módulo N°	Desplazamiento (mm)		% de diferencia
	Análisis sin elementos finitos	Análisis con elementos finitos	
1			
X	1.47	2.22	66.22%
Y	3.12	3.21	97.20%

Tabla 72

Derivas del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Módulo N° 1	Derivas			
	X (Deriva 0.75R < 0.007)		Y (Deriva 0.75R < 0.005)	
Análisis con elementos finitos	Sin	Con	Sin	Con
Piso 3	0.000798	0.001476	0.0000288	0.00005175
Piso 2	0.001362	0.001674	0.000864	0.0000243
Piso 1	0.00051	0.000516	0.00070425	0.000171

Tabla 73

Curva de Capacidad del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Análisis sísmico	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
Sin elementos finitos	739.86	6.95	513.13	4.53
Con elementos finitos	741.26	7.05	515.83	4.87

Tabla 74

Punto de Desempeño para el Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)
Análisis sísmico sin elementos finitos				
Servicio	185.25	0.71	195.65	1.28
Diseño	415.4	2.5	301.12	2.3
Máximo	548.95	3.95	385.44	2.99
Análisis sísmico con elementos finitos				
Servicio	257.78	1.13	265.9	1.82
Diseño	499.49	3.52	380.15	2.9
Máximo	615.64	5	450.5	3.6

Tabla 75

Objetivos de Desempeño del Módulo N° 1, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Análisis sísmico sin elementos finitos		Análisis sísmico con elementos finitos	
	Desempeño alcanzado		Desempeño alcanzado	
	X	Y	X	Y
Servicio	Operacional	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
Diseño	Ocupación inmediata	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”
Máximo	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”	Pre colapso	Pre colapso

4.1.4.2.Módulo N° 2

De acuerdo a los resultados sin y con elementos finitos aplicados previamente, se ha concluido que el módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba cumple plenamente con los requisitos de modos de vibración, desplazamiento y derivas máximas de la norma E.030:2018. Esto demuestra que la estructura ha sido diseñada y construida de manera adecuada para resistir los efectos sísmicos.

Además, el análisis ha revelado que la estructura del módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II cumple parcialmente con los objetivos de desempeño establecidos por el ATC-40. Estos objetivos de desempeño se refieren a la seguridad estructural durante eventos sísmicos. Aunque la estructura cumple con la mayoría de los criterios y requisitos frente a eventos sísmicos frecuentes y de diseño, existen ciertas áreas en las que se debe prestar atención adicional al ser sometidas a eventos sísmicos de máxima intensidad (sismos raros).

Específicamente, se ha identificado que en la dirección X e Y de la estructura hay una mayor vulnerabilidad a posibles eventos sísmicos extremos. Esto implica que, durante sismos máximos, la estructura puede presentar deformaciones y desplazamientos significativos que podrían llevar al pre colapso de la misma. Es importante destacar que el pre colapso no implica la falla total de la estructura, pero sí indica una reducción significativa de su capacidad de resistencia.

Es importante tener en cuenta que, el módulo N° 2, a pesar de esta vulnerabilidad identificada en X e Y, el colegio Juan Pablo II sigue siendo capaz de resistir favorablemente eventos sísmicos frecuentes y de diseño. Sin embargo, para garantizar la máxima seguridad y reducir aún más los riesgos en caso de

sismos máximos, se recomienda implementar mejoras y seguir las recomendaciones de los análisis realizados.

Tabla 76

Cortante en la Base del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Módulo N° 2	Cortante en la base (ton)			
	Análisis sin elementos finitos		Análisis con elementos finitos	
	X	Y	X	Y
Estática	105.78	282.08	105.78	282.09
Dinámica	91.95	204.85	86.73	221.16
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	87	73	82	78
Factor de escala	1	1.1	1	1.02

Tabla 77

Desplazamientos del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Módulo N°	Desplazamiento (mm)		% de diferencia
	Análisis sin elementos finitos	Análisis con elementos finitos	
2			
X	1.21	1.86	65.05%
Y	3.13	2.15	145.58%

Tabla 78

Derivas del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos

Módulo N° 2	Derivas			
	X (Deriva 0.75R < 0.007)		Y (Deriva 0.75R < 0.005)	
	Sin	Con	Sin	Con
Análisis con elementos finitos				
Piso 2	0.000816	0.001398	0.00014625	0.0000135
Piso 1	0.0009	0.001164	0.0005265	0.000081

Tabla 79

Curva de Capacidad del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Análisis sísmico	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
Sin elementos finitos	748.4	10.74	899.62	1.11
Con elementos finitos	758.4	12.74	905.12	1.98

Tabla 80

Punto de Desempeño para el Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)
Análisis sísmico sin elementos finitos				
Servicio	230.15	1.4	650.32	0.8
Diseño	410.28	4.5	750.25	0.91
Máximo	585.9	8	855.46	1
Análisis sísmico con elementos finitos				
Servicio	363.42	3.77	727	0.88
Diseño	580.35	8.05	804.27	0.948
Máximo	649.68	9.92	896.58	1.07

Tabla 81

Objetivos de Desempeño del Módulo N° 2, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Análisis sísmico sin elementos finitos		Análisis sísmico con elementos finitos	
	Desempeño alcanzado		Desempeño alcanzado	
	X	Y	X	Y
Servicio	Ocupación inmediata	Operacional	Ocupación inmediata	Operacional
Diseño	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Ocupación inmediata
Máximo	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Pre colapso	Pre colapso

4.1.4.3. Módulo N° 3

De acuerdo a los resultados sin y con elementos finitos, se ha concluido que el módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba no cumple totalmente con los requisitos de modos de vibración y derivas máximas de la norma E.030:2018.

Además, el análisis ha revelado que la estructura del colegio Juan Pablo II cumple parcialmente con los objetivos de desempeño establecidos por el ATC-40. La estructura no cumple con los criterios y requisitos establecidos, por lo que existen ciertas áreas en las que se debe prestar atención adicional.

Específicamente, se ha identificado que, en el segundo nivel del módulo N° 3, en la dirección Y de la estructura hay una mayor vulnerabilidad a posibles eventos sísmicos extremos. Esto implica que, durante sismos máximos, la estructura puede presentar deformaciones y desplazamientos significativos que podrían llevar al pre colapso o colapso de la misma.

Para abordar esta situación y garantizar la seguridad de los ocupantes del colegio durante eventos sísmicos extremos, se recomienda tomar medidas adicionales y realizar mejoras estructurales específicas en la dirección Y. Estas mejoras pueden incluir el refuerzo de elementos estructurales, como columnas, vigas y conexiones, así como la incorporación de sistemas de disipación de energía sísmica, como aisladores o amortiguadores. A pesar de esta vulnerabilidad identificada en la dirección Y, la estructura del colegio Juan Pablo II sigue siendo capaz de resistir favorablemente eventos sísmicos frecuentes y de diseño. Sin embargo, para garantizar la máxima seguridad y reducir aún más los riesgos en caso de sismos máximos, se recomienda implementar las mejoras mencionadas y seguir las recomendaciones de los análisis realizados.

Tabla 82*Cortante en la Base del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los**Elementos Estructurales*

Módulo N° 3	Cortante en la base (ton)			
	Análisis sin elementos finitos		Análisis con elementos finitos	
	X	Y	X	Y
Dirección				
Estática	35.7	95.2	38.88	103.68
Dinámica	25.96	64.8	27.4	13.63
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	73	68	70	13
Factor de escala	1.1	1.18	1.14	6.09

Tabla 83*Desplazamientos del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los**Elementos Estructurales*

Módulo N° 3	Desplazamiento (mm)		% de diferencia
	Análisis sin elementos finitos	Análisis con elementos finitos	
X	1.52	1.91	79.58%
Y	1.74	1.7	102.35%

Tabla 84*Derivas del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos*

Módulo N° 3	Derivas			
	X (Deriva 0.75R < 0.007)		Y (Deriva 0.75R < 0.005)	
Análisis con elementos finitos	Sin	Con	Sin	Con
Piso 2	0.00408	0.00408	0.00171	0.0016425
Piso 1	0.00057	0.000966	0.0003285	0.000054

Tabla 85

Curva de Capacidad del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Análisis sísmico	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante basal (tn)	Desplazamiento máximo (cm)
Sin elementos finitos	200.51	4.7	442.96	0.67
Con elementos finitos	205.63	5	908.82	0.88

Tabla 86

Punto de Desempeño para el Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)
Análisis sísmico sin elementos finitos				
Servicio	110.44	1.1	176.21	0.25
Diseño	160.61	1.8	305.5	0.45
Máximo	180.81	2.53	393	0.59
Análisis sísmico con elementos finitos				
Servicio	157.82	1.76	306.8	0.45
Diseño	185.6	2.86	348.9	0.52
Máximo	195.23	3.89	400.4	0.60

Tabla 87

Objetivos de Desempeño del Módulo N° 3, Sin y Con Elementos Finitos en los Elementos Estructurales

Sismo	Análisis sísmico sin elementos finitos		Análisis sísmico con elementos finitos	
	Desempeño alcanzado		Desempeño alcanzado	
	X	Y	X	Y
Servicio	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Seguridad de vida
Diseño	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Pre colapso
Máximo	Seguridad de vida	Colapso	Pre colapso	Colapso

4.1.4.4.Escalera

De acuerdo a los resultados sin y con elementos finitos, se ha concluido que la escalera del colegio Juan Pablo II de Sarabamba no cumple totalmente con los requisitos de modos de vibración y derivas máximas de la norma E.030:2018.

Además, el análisis ha revelado que la estructura de la escalera del colegio Juan Pablo II cumple parcialmente con los objetivos de desempeño establecidos por el ATC-40. La estructura no cumple con los criterios y requisitos establecidos, por lo que existen ciertas áreas en las que se debe prestar atención adicional.

Específicamente, se ha identificado que, en el tercer nivel de la escalera, en la dirección X de la estructura hay una mayor vulnerabilidad a posibles eventos sísmicos extremos. Esto implica que, durante sismos máximos, la estructura puede presentar deformaciones y desplazamientos significativos que podrían llevar al pre colapso o colapso de la misma.

Para abordar esta situación y garantizar la seguridad de los ocupantes del colegio durante eventos sísmicos extremos, se recomienda tomar medidas adicionales y realizar mejoras estructurales específicas en la dirección X. Estas mejoras pueden incluir el refuerzo de elementos estructurales, como columnas, vigas y conexiones, así como la incorporación de sistemas de disipación de energía sísmica, como aisladores o amortiguadores. A pesar de esta vulnerabilidad identificada en X, la estructura del colegio Juan Pablo II sigue siendo capaz de resistir favorablemente eventos sísmicos frecuentes y de diseño. Sin embargo, para garantizar la máxima seguridad y reducir aún más los riesgos en caso de sismos máximos, se recomienda implementar las mejoras mencionadas y seguir las recomendaciones de los análisis realizados.

Tabla 88*Cortante en la Base de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos en los**Elementos Estructurales*

Escalera	Cortante en la base (ton)			
	Análisis sin elementos finitos		Análisis con elementos finitos	
	X	Y	X	Y
Dirección				
Estática	17.02	45.38	18.18	48.48
Dinámica	10.76	35.35	11.27	35.45
Porcentaje de la cortante dinámica (%)	63	78	62	73
Factor de escala	1.27	1.03	1.29	1.09

Tabla 89*Desplazamientos en la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos*

Escalera	Desplazamiento (mm)		% de diferencia
	Análisis sin elementos finitos	Análisis con elementos finitos	
X	7.93	8.89	89.20%
Y	2.83	2.74	103.28%

Tabla 90*Derivas de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos*

Escalera	Derivas			
	X (Deriva $0.75R < 0.007$)		Y (Deriva $0.75R < 0.005$)	
	Sin	Con	Sin	Con
Análisis con elementos finitos				
Piso 3	0.0096	0.0102	0.00063675	0.00061875
Piso 2	0.004494	0.005166	0.00059175	0.00056475
Piso 1	0.001476	0.001932	0.00038475	0.0003735

Tabla 91*Curva de Capacidad de la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos*

Análisis sísmico	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante	Desplazamiento	Cortante	Desplazamiento
	basal (tn)	máximo (cm)	basal (tn)	máximo (cm)
Sin elementos finitos	30.29	6.64	136.12	3.55
Con elementos finitos	31.5	6.89	139.56	3.61

Tabla 92*Punto de Desempeño para la Escalera, Sin y Con Elementos Finitos*

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)
Análisis sísmico sin elementos finitos				
Servicio	23.25	3.65	48.5	1.15
Diseño	26.95	4.84	82.3	2.01
Máximo	28.45	5.72	98.5	2.42
Análisis sísmico con elementos finitos				
Servicio	24.22	3.83	59.2	1.46
Diseño	27.179	5.28	95.6	2.38
Máximo	29.25	6	110.5	2.8

Tabla 93*Verificación de los Objetivos de Desempeño de la Escalera, Sin y Con**Elementos Finitos*

Sismo	Análisis sísmico sin elementos finitos		Análisis sísmico con elementos finitos	
	Desempeño alcanzado		Desempeño alcanzado	
	X	Y	X	Y
Servicio	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
Diseño	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”	“Seguridad de vida”
Máximo	Pre colapso	“Seguridad de vida”	Pre colapso	Pre colapso

4.1.5. Comparación de los puntos de colapso frente a eventos sísmicos del colegio por diferentes métodos

En el análisis sísmico no lineal sin la aplicación de elementos finitos, se encontró que las primeras rótulas plásticas ocurren tanto en las vigas como en las columnas en todos los módulos y la escalera del colegio Juan Pablo II, Sarabamba. Esto indica que el método sísmico no lineal sin elementos finitos es capaz de identificar los puntos de colapso de manera precisa. Esto se debe a que, en realidad cuando no se discretiza los elementos estructurales o no se le da un tamaño de malla al programa ETABS 2016, este lo meshea por defecto, es decir si considera una malla, si discretiza los elementos, pero esta discretización se da en una malla más amplia por lo que, no se tiene un mallado más preciso. Esto lleva, a que, tal como se ha verificado en el estudio (análisis de derivas y desplazamientos), los resultados tiendan a ser demasiado optimistas, y a pesar de identificar de forma precisa la ubicación de los puntos de colapso, no se tenga la certeza del número de puntos de falla que habrá en el medio real, siendo un factor de incertidumbre en el modelo que no considera el mallado adecuado.

Sin embargo, al aplicar elementos finitos en el análisis sísmico no lineal, se encontró un mayor número de rótulas de falla. Esto se debe a que la aplicación de elementos finitos permite discretizar los elementos estructurales en elementos más pequeños y flexibles, lo que les permite comportarse de manera más cercana a la realidad. Esta mayor precisión en la modelación de la estructura con elementos finitos lleva a identificar más puntos de colapso. Siendo así, la aplicación de la discretización adecuada al modelo permite reducir la incertidumbre del modelo y aumentar la confianza en los resultados, garantizando que estos representen el comportamiento de la edificación frente a eventos

sísmicos, esto ha sido validado por Bermejo (2015), quien argumenta que una edificación que ha pasado por mallado previo al análisis no lineal tendrá resultados más cercanos a la realidad que una edificación de no ha sido discretizada en el análisis sísmico o cuya discretización se ha dejado por defecto.

Por tanto, la aplicación del método de elementos finitos en el análisis sísmico no lineal permite obtener resultados más confiables debido a que trabaja con elementos más pequeños y cercanos al comportamiento real de la estructura. Esto asegura una mayor precisión en la identificación de los puntos de colapso. No obstante, se debe tener en consideración que, a pesar de que la aplicación de elementos finitos en el análisis sísmico no lineal identifica más puntos de colapso y estos ocurren de manera más rápida en los escalones (steps), se encontró que los puntos de colapso ocurren de manera similar en primer lugar en las vigas y luego en las columnas en ambos métodos de análisis.

Así mismo, al comparar el método estático lineal con el método estático no lineal (Pushover), se encontró que el primero permite identificar los puntos de falla y determinar las masas participativas, lo que da una idea general de los puntos de colapso. Sin embargo, el método estático no lineal con elementos finitos muestra estos puntos de colapso de manera gráfica y más precisa.

Siendo así, tanto el análisis sísmico no lineal sin la aplicación de elementos finitos como con la aplicación de elementos finitos son precisos y confiables en la identificación de la ubicación de los puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, pero la aplicación de elementos finitos identifica con certeza la cantidad de puntos de colapso. Por tanto, la aplicación de elementos finitos permite una mayor precisión al considerar la flexibilidad de los elementos estructurales y obtener resultados más cercanos a la realidad.

Tabla 94*Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 1*

Step	X	Y
1	Las primeras rotulas plásticas que se forman en la estructura es en el fin de techo en las vigas. Que se halla en el Eje (8-8), y Eje (8-8).	Primeras rotulas plásticas en el techo del eje 5-4 y 4-4 se las vigas.
2	Primeras rotulas en las columnas del (Eje 8-8, 7-7, 6-6 y 5-5).	Primeras rotulas en las columnas del eje 7-7, 6-6, 5-5 y 1-1.
Último	Rotulas en todas las columnas y vigas.	Rotulas en las columnas de los ejes.

Tabla 95*Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 2*

Step	X	Y
1	Las primeras rotulas plásticas que se forman en la estructura en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se halla en el Eje (2-2 y 9-9).	Primeras rotulas plásticas en vigas están en el segundo nivel y en las vigas del techo, que se hallan entre los Eje (2-2 y 9-9).
2	Las primeras rotulas plásticas que en la estructura está en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (1-1, 3-3, 5-5, 7-7, 8-8 y 9-9).	Las primeras rotulas plásticas en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (4-4, 6-6, 5-5, 7-7, 8-8 y 9-9).
Último	Las rotulas plásticas que está colapsan y pre colapso en la estructura está en la columna del primer nivel, que se halla en el Eje (1-1) y Eje (3-3, 5-5, 7-7, 8-8).	Las primeras rotulas plásticas que están en seguridad de vida se forman en las columnas de la estructura del primer y segundo piso. Que se halla en el Eje (8-8, 9-9).

Tabla 96*Ubicación de los Puntos de Colapso en el Módulo N° 3*

Step	X	Y
1	Las primeras rotulas plásticas en vigas están en el segundo nivel, que se halla en el Eje (14-14 y B-B).	Las primeras rotulas plásticas en la columna del segundo nivel, que se halla en el Eje (9-9 y C-C).
2	Las primeras rotulas plásticas que colapsan en la estructura está en la columna del segundo nivel, que se halla en el Eje (14-14 y B-B).	Las primeras rotulas plásticas en la columna del segundo nivel, que se halla en el Eje (12-12, 10-10, 9-9 y C-C).
Último	Las rotulas plásticas que colapsan en la estructura está en la columna del segundo nivel, que se halla en el Eje (14-14 y B-B). Eje (13-13, 12-12 y C-C).	Las primeras rotulas plásticas que colapsan se forman en las columnas de la estructura del segundo piso. Que se halla en el Eje (10-10, 9-9 y C-C).

Tabla 97*Ubicación de los Puntos de Colapso en la Escalera*

Step	X	Y
1	Las primeras rotulas plásticas en columna y viga que están en el tercer nivel, que se halla en el Eje (2-2 y A-A).	Las primeras rotulas plásticas en el tercer piso en las vigas. Que se halla en el Eje (2-2).
2	Se observa 2 rotulas en las vigas y 4 rotula en las columnas se allá en el (Eje 1-1 y 2-2) del tercer piso.	Las primeras rotulas plásticas que se forman en las columnas de la estructura es en el primer piso y segundo piso. Que se halla en el Eje (1-1 y 2-2)
Último	En el tercer piso se forman 5 rotula de colapso en las columnas del (Eje 1-1 y 2-2).	Las primeras rotulas plásticas que se forman en las columnas de la estructura es en el primer piso y segundo piso. Que se halla en el Eje (1-1 y 2-2).

Tabla 98*Número de Puntos de Colapso en X, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba*

Módulo	Dirección X (Puntos en seguridad de vida)		Puntos de colapso	Número de rótulas plásticas	% sin elementos finitos	% con elementos finitos
	Análisis sin aplicar elementos finitos	Análisis aplicando elementos finitos				
	1	22				
2	24	92	10	408	5.88%	22.55%
3	36	44	8	240	15.00%	18.33%
Escalera	05	08	6	68	7.35%	11.76%

Tabla 99*Número de Puntos de Colapso en Y, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba*

Módulo	Dirección Y (Puntos en seguridad de vida)		Puntos de colapso	Número de rótulas plásticas	% sin elementos finitos	% con elementos finitos
	Análisis sin aplicar el método de elementos finitos	Análisis aplicando el método de elementos finitos				
	1	25				
2	28	42	0	408	6.86%	10.29%
3	137	215	3	240	57.08%	89.58%
Escalera	02	09	1	68	2.94%	13.24%

Tabla 100*Probabilidad de Falla en X, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba*

Módulo	Probabilidad de falla		Descripción	
	% sin elementos finitos	% con elementos finitos	Sin elementos finitos	Con elementos finitos
1	6.79%	28.09%	Baja	Media
2	5.88%	22.55%	Baja	Media
3	15.00%	18.33%	Media	Media
Escalera	7.35%	11.76%	Baja	Media

Tabla 101*Probabilidad de Falla en Y, Colegio Juan Pablo II de Sarabamba*

Módulo	Probabilidad de falla		Descripción	
	% sin elementos finitos	% con elementos finitos	Sin elementos finitos	Con elementos finitos
1	7.72%	10.80%	Baja	Media
2	6.86%	10.29%	Baja	Media
3	57.08%	89.58%	Alta	Muy alta
Escalera	2.94%	13.24%	Baja	Media

De forma general se infiere acerca de la estructura, que en la dirección X todos los módulos tienen baja a media probabilidad de falla por lo que, requieren actividades menores de mejoramiento, pero en la dirección Y el módulo N° 3 tiene alta a muy alta probabilidad de colapso por lo que requiere rediseño para la reconstrucción del 2do nivel, que es donde se generan y concentran las tres rótulas plásticas de colapso.

Tabla 102*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 1, en X*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0.107	0.000	323	1	0	0	0	324	0	0	0	324
1	0.462	97.459	323	1	0	0	0	324	0	0	0	324
2	0.969	218.185	317	7	0	0	0	324	0	0	0	324
3	2.960	456.409	302	22	0	0	0	322	2	0	0	324
4	6.692	739.866	227	91	6	0	0	309	2	9	4	324

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 4 puntos, en el límite de colapso se encuentran 9 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 103*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 1, en Y*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0	0	317	1	0	0	0	318	0	0	0	318
1	1.0851	173.4568	316	2	0	0	0	318	0	0	0	318
2	3.7931	472.6532	293	25	0	0	0	318	0	0	0	318
3	4.5362	513.1368	283	35	0	0	0	317	1	0	0	318

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 0 puntos, en el límite de colapso se encuentran 0 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 104*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 2, en X*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0	0	397	11	0	0	0	408	0	0	0	408
1	0.3467	66.8703	397	11	0	0	0	408	0	0	0	408
2	1.3867	219.0232	397	11	0	0	0	408	0	0	0	408
3	5.5639	471.9829	351	49	8	0	0	396	8	4	0	408
4	9.6616	650.9284	320	76	11	0	1	387	8	13	0	408
5	9.9052	655.4099	320	76	11	0	1	383	12	13	0	408
6	9.9226	655.4732	319	77	11	0	1	383	12	13	0	408
7	9.927	655.4146	319	77	11	0	1	382	13	13	0	408
8	9.9274	647.2381	319	77	11	0	1	382	13	13	0	408
9	12.4975	753.6624	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
10	12.7451	758.4056	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
11	12.7563	758.1835	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
12	12.7563	758.1858	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
13	12.7567	758.2262	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
14	12.7577	758.2753	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
15	12.7578	758.2778	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408
16	12.7579	758.2791	303	92	2	8	3	369	24	5	10	408

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 10 puntos, en el límite de colapso se encuentran 5 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 105*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 2, en Y*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0	0	397	11	0	0	0	408	0	0	0	408
1	0.0809	61.5424	396	12	0	0	0	408	0	0	0	408
2	0.8512	690.9072	380	28	0	0	0	400	8	0	0	408
3	0.9934	856.2372	365	41	2	0	0	393	13	2	0	408
4	1.1186	899.6214	362	42	4	0	0	386	18	4	0	408

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 0 puntos, en el límite de colapso se encuentran 4 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida,

donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 106*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 3, en X*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0.0029	0	240	0	0	0	0	240	0	0	0	240
1	0.2557	27.693	239	1	0	0	0	240	0	0	0	240
2	1.0138	103.6617	224	14	1	0	1	238	0	0	2	240
3	1.0141	103.7354	224	14	0	0	2	238	0	0	2	240
4	1.9076	167.9941	204	34	0	0	2	238	0	0	2	240
5	2.065	173.6741	200	38	0	0	2	238	0	0	2	240
6	2.5271	180.7846	194	44	0	0	2	238	0	0	2	240
7	4.7096	200.5191	193	43	2	0	2	193	36	5	6	240
8	4.6343	161.2199	193	42	1	0	4	193	36	3	8	240

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 6 puntos, en el límite de colapso se encuentran 5 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida,

donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 107*Número de Puntos de Colapso en el Módulo N° 3, en Y*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	-0.0359	0	240	0	0	0	0	240	0	0	0	240
1	0.1506	113.1143	239	1	0	0	0	240	0	0	0	240
2	0.2944	202.9077	237	2	1	0	0	238	0	2	0	240
3	0.2947	207.4532	237	1	0	0	2	238	0	0	2	240
4	0.6713	442.9632	215	22	1	0	2	237	0	0	3	240

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 3 puntos, en el límite de colapso se encuentran 0 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 108*Número de Puntos de Colapso en la Escalera, en X*

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0.1011	0	67	1	0	0	0	68	0	0	0	68
1	2.7801	18.1543	66	2	0	0	0	68	0	0	0	68
2	3.8496	23.8886	62	6	0	0	0	68	0	0	0	68
3	6.6477	30.2922	60	7	1	0	0	63	3	0	2	68
4	6.6474	25.567	59	8	0	0	1	63	3	0	2	68
5	7.2115	26.75	59	8	0	0	1	63	0	3	2	68
6	7.421	26.9956	59	7	1	0	1	63	0	2	3	68

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
7	7.4152	10.7439	59	4	0	0	5	62	0	1	5	68
8	7.7277	11.3652	59	4	0	0	5	61	1	1	5	68
9	8.0402	11.6253	59	3	1	0	5	61	1	0	6	68
10	8.0404	11.6255	59	3	1	0	5	61	1	0	6	68
11	8.0404	11.6256	59	3	1	0	5	61	1	0	6	68
12	8.0404	11.6255	59	3	1	0	5	61	1	0	6	68

Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentran 6 puntos, en el límite de colapso se encuentran 0 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Tabla 109

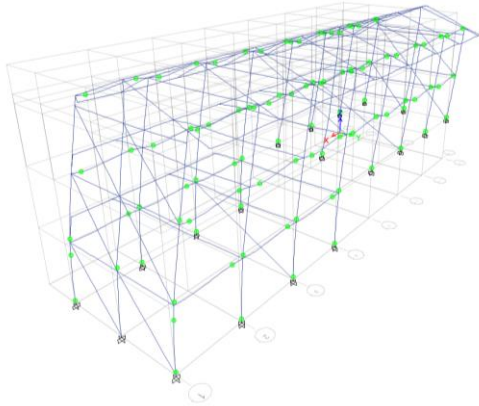
Número de Puntos de Colapso en la Escalera, en Y

Setp	Monitored Displ cm	Base Force tont	A - B	B - C	C - D	D - E	>E	A - IO	IO - LS	LS - CP	>CP	Total
0	0	0	67	1	0	0	0	68	0	0	0	68
1	2.1606	89.2424	66	2	0	0	0	68	0	0	0	68
2	3.4903	136.0393	59	9	0	0	0	66	1	0	1	68
3	3.4911	135.493	59	9	0	0	0	66	1	0	1	68
4	3.4979	135.7474	59	9	0	0	0	66	1	0	1	68
5	3.5519	136.1291	59	9	0	0	0	66	1	0	1	68

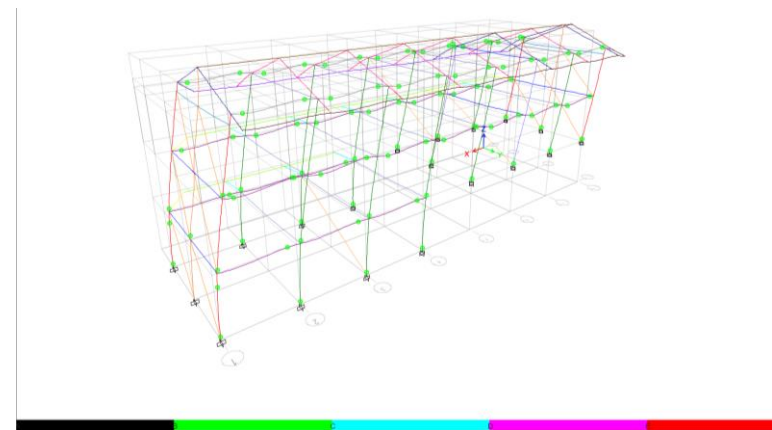
Nota: En el estado de colapso (CP) se encuentra 1 punto, en el límite de colapso se encuentran 0 puntos, y los otros puntos se distribuyen en el estado de seguridad de vida, donde si bien no causa el colapso compromete considerablemente los elementos estructurales como el nivel (B-C).

Figura 138 *Puntos de Colapso en el Módulo N° 1*

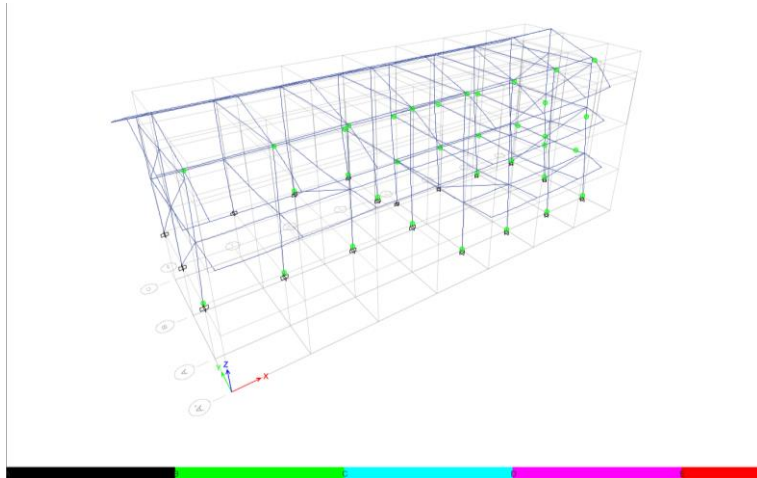
En X, sin elementos finitos



En X con elementos finitos



En Y sin elementos finitos



En Y con elementos finitos

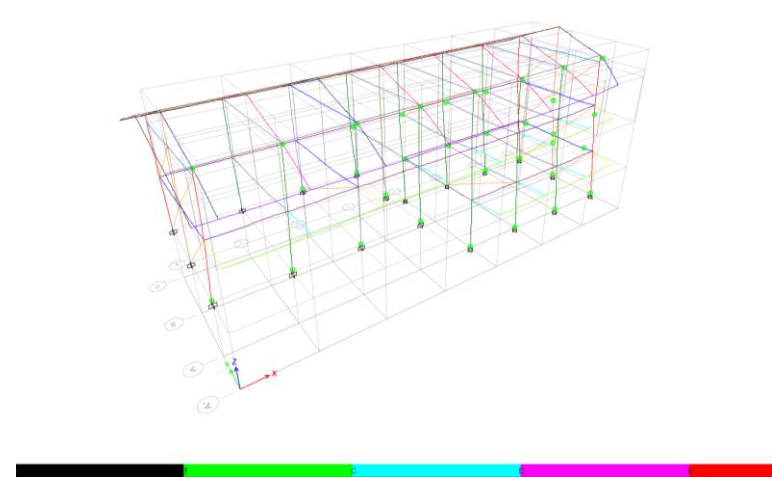
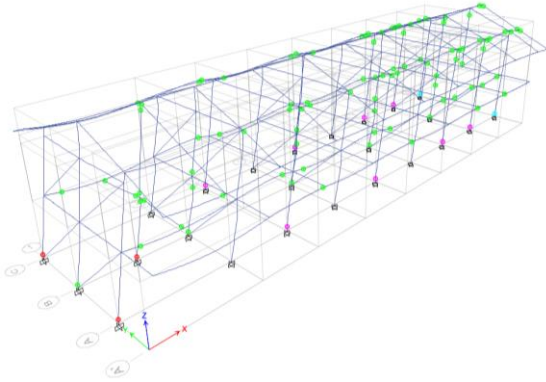
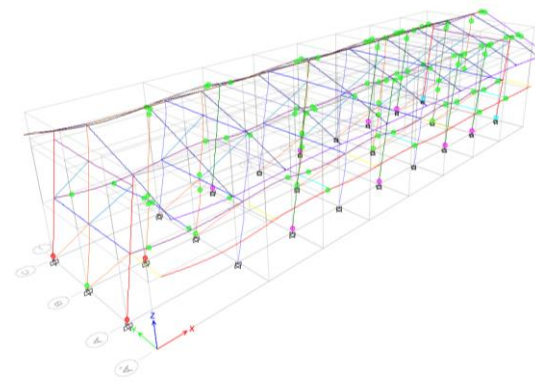


Figura 139 *Puntos de Colapso en el Módulo N° 2*

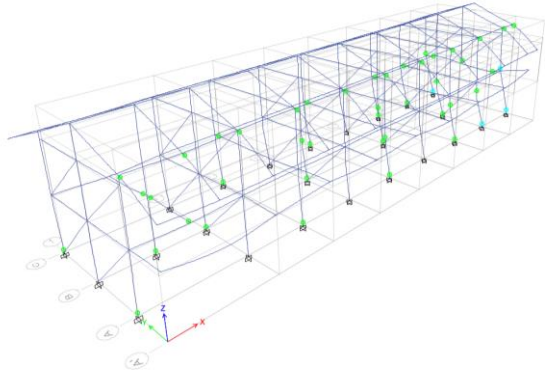
En X, sin elementos finitos



En X con elementos finitos



En Y sin elementos finitos



En Y con elementos finitos

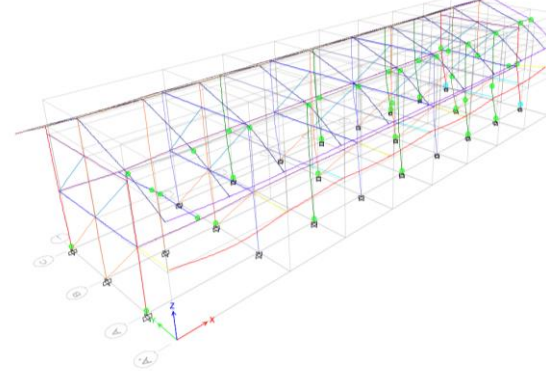
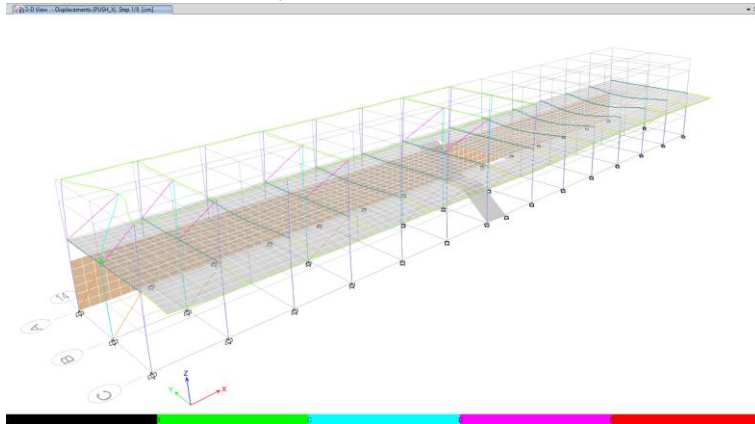
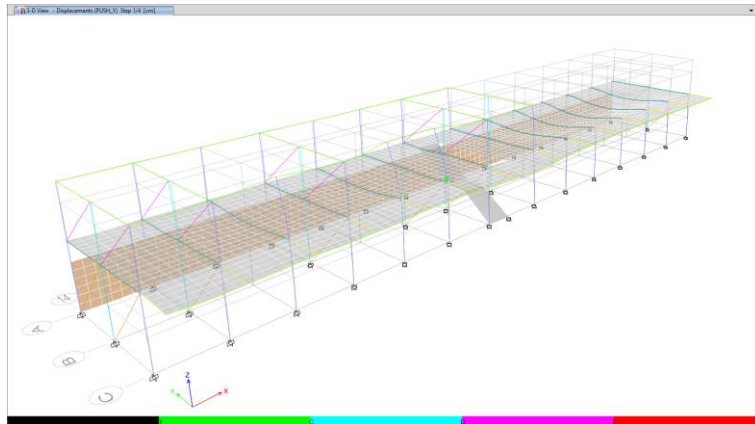


Figura 140 *Puntos de Colapso en el Módulo N° 3*

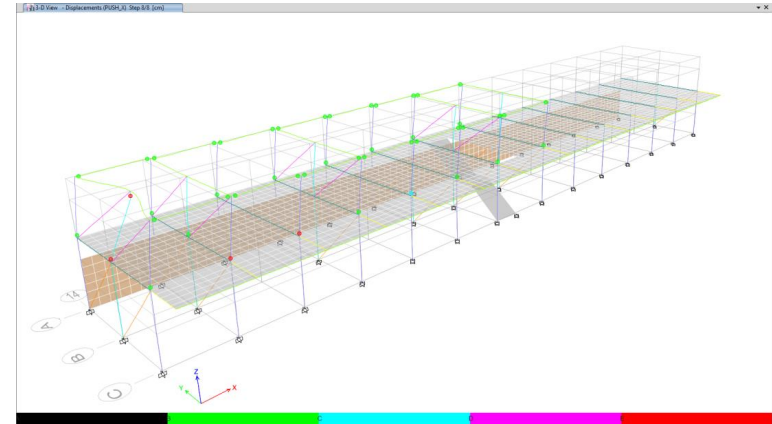
En X, sin elementos finitos



En Y sin elementos finitos



En X con elementos finitos



En Y con elementos finitos

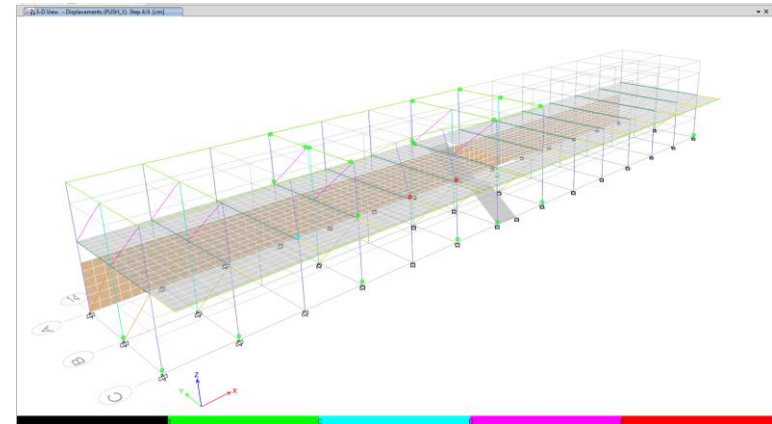
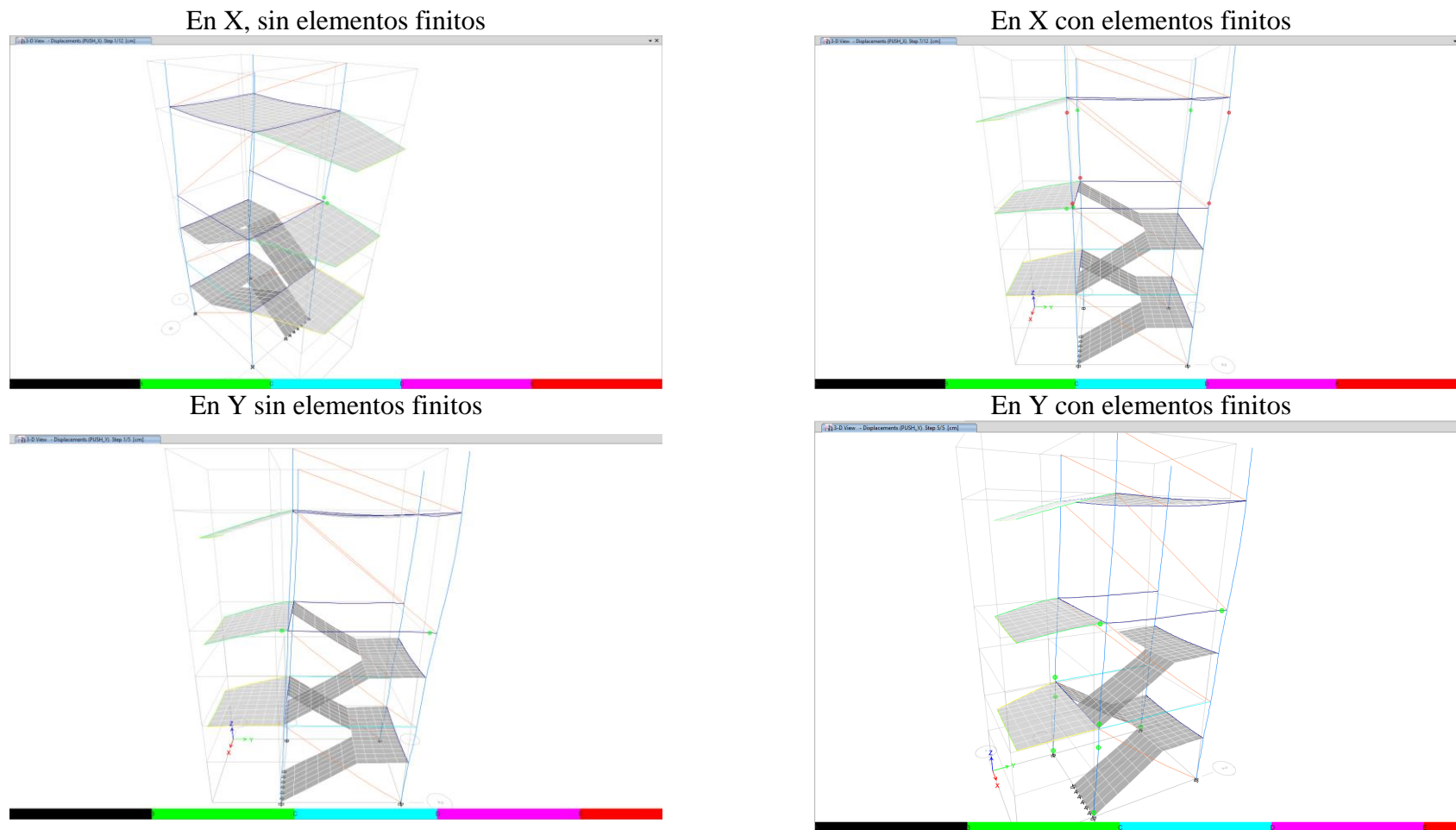


Figura 141 *Puntos de Colapso en la Escalera*



Nota: Se han obtenido a partir del análisis sísmico en el programa ETBAS 2016.

4.1.6. Capacidades y limitaciones de los métodos de análisis sísmico: Análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y análisis de elementos finitos aplicados

Las estructuras escolares son de vital importancia, ya que albergan a niños y jóvenes en su proceso educativo. Garantizar su seguridad ante eventos sísmicos es primordial, por lo que es fundamental contar con métodos de análisis confiables para identificar los puntos de colapso de estas estructuras. En este estudio, se han aplicado el análisis sísmico estático-dinámico lineal, el análisis estático no lineal (Pushover) y el análisis de elementos finitos aplicados (aplicado previamente a cada uno de los análisis sísmicos anteriores).

En primer lugar, el análisis sísmico estático-dinámico lineal ha sido ampliamente utilizado en la evaluación del comportamiento de estructuras ante sismos (Fernández, 2022). Este método se basa en la superposición lineal de modos normales de vibración y no considera la no linealidad de los materiales ni la redistribución de momentos en elementos estructurales. Si bien es un método rápido y sencillo de aplicar, su principal limitación radica en la simplificación de las condiciones reales de carga y respuesta sísmica, lo que podría llevar a subestimar los efectos del sismo en la estructura.

Por otro lado, el análisis estático no lineal, conocido como Pushover, considera la no linealidad de los materiales y la redistribución de momentos en elementos estructurales. Este método ofrece una representación más precisa del comportamiento estructural ante sismos, ya que permite analizar la respuesta no lineal de la estructura y determinar los puntos de colapso. Además, al ser un método estático, no requiere de la resolución de ecuaciones dinámicas, lo que simplifica su aplicación. Sin embargo, la principal limitación del análisis estático

no lineal es que no considera la interacción dinámica entre las distintas partes de la estructura, lo que podría llevar a una sobreestimación de los efectos sísmicos.

En cuanto al análisis de elementos finitos aplicados, este método utiliza una discretización de la estructura en elementos finitos, lo que permite representar de manera más precisa su comportamiento ante sismos. Al considerar la interacción dinámica entre los distintos elementos de la estructura, se obtiene una respuesta más realista. Además, la aplicación de elementos finitos permite tener en cuenta la no linealidad de los materiales y la redistribución de momentos en los elementos estructurales. No obstante, su mayor limitación radica en la complejidad de su aplicación y la necesidad de contar con programas computacionales especializados en el cálculo de elementos finitos.

Comparando el análisis estático-dinámico lineal con el análisis estático no lineal, se puede destacar que el segundo método ofrece una mayor precisión en la evaluación del comportamiento estructural ante sismos, al considerar la no linealidad de los materiales. Sin embargo, el análisis estático-dinámico lineal puede ser útil en una primera aproximación para tener una idea general del comportamiento sísmico de la estructura, además de que es el método normado por el reglamento nacional E.030:2018, por tanto, es el primer paso para plantear un análisis sísmico, pero luego es conveniente continuar el mismo y aplicar el análisis estático no lineal para obtener resultados más confiables.

En relación a la aplicación del método de elementos finitos en el análisis sísmico, se observa una ventaja significativa en términos de precisión. La consideración de la interacción dinámica entre los elementos de la estructura y la no linealidad de los materiales permite obtener una respuesta más realista. Estudios previos han demostrado esta ventaja al aplicar el método de elementos

finitos al análisis estático no lineal Pushover. Por ejemplo, Addesi et al. (2015) encontraron que el análisis sísmico más preciso se obtiene al emplear previamente el método de elementos finitos en el análisis estático no lineal Pushover.

Por tanto, en la identificación de puntos de colapso en estructuras escolares, es fundamental contar con métodos de análisis precisos y confiables. Si bien el análisis estático-dinámico lineal es rápido y sencillo de aplicar, su simplicidad puede llevar a subestimar los efectos del sismo. Por otro lado, el análisis estático no lineal y el análisis de elementos finitos aplicados ofrecen una representación más precisa del comportamiento estructural ante sismos, considerando la no linealidad de los materiales. Sin embargo, el análisis estático no lineal no considera la interacción dinámica entre las partes de la estructura, mientras que el análisis de elementos finitos requiere de programas computacionales especializados. Por lo tanto, la combinación del análisis estático no lineal y el uso de elementos finitos en el análisis sísmico es la opción más adecuada para la identificación de puntos de colapso en estructuras escolares.

Tabla 110

Funcionamiento y Resultados del Análisis Sísmico Lineal y No Lineal Sin y Con Elementos Finitos Aplicados

Método	Funcionamiento	Resultados
Análisis estático-dinámico lineal sin aplicar elementos finitos	En este método, se considera que la estructura es lineal y se analiza el comportamiento estático y dinámico de la misma sin utilizar elementos finitos.	Son una aproximación del comportamiento de la estructura, considerando las deformaciones y las fuerzas aplicadas.
Análisis estático-dinámico aplicando métodos de elementos finitos	En este método, la estructura se divide en elementos finitos que se analizan de forma individual y luego se combinan para obtener el comportamiento global de la estructura.	Los resultados obtenidos son más precisos, ya que se consideran las propiedades específicas de cada elemento finito y su interacción con los demás elementos.
Análisis estático no lineal sin aplicar elementos finitos	En este método, se considera el comportamiento no lineal de la estructura, teniendo en cuenta el fenómeno de la fluencia, la plasticidad o la rotura.	Los resultados obtenidos son una aproximación del comportamiento real de la estructura, considerando la no linealidad y su efecto en las deformaciones y las fuerzas.
Análisis estático no lineal aplicando elementos finitos	En este método, se utiliza la técnica de elementos finitos para analizar el comportamiento no lineal de la estructura.	Los resultados obtenidos son más precisos, ya que se consideran tanto la no linealidad como las propiedades específicas de cada elemento finito y su interacción con los demás elementos.

Tabla 111

Comparación del Análisis Sísmico Estático – Dinámico Lineal con el Análisis Sísmico Estático No Lineal (Pushover)

Análisis sísmico estático – dinámico lineal	Análisis sísmico estático no lineal
Se basa en la respuesta elástica del edificio.	Considera la respuesta inelástica del edificio.
Se utiliza para evaluar la capacidad de resistencia y rigidez del edificio.	Se utiliza para evaluar la capacidad de resistencia y deformación del edificio.
El análisis se realiza utilizando un factor de carga sísmica, que se aplica al edificio en incrementos.	El análisis se basa en la curva de capacidad, que representa la respuesta de carga-deformación del edificio.
Es una aproximación simplificada de la respuesta sísmica real.	Proporciona una representación más detallada y precisa de la respuesta sísmica del edificio.
No considera la capacidad de deformación plástica del edificio.	Considera la capacidad de deformación plástica y la capacidad de disipación de energía del edificio.
No requiere una modelización no lineal del edificio.	Requiere una modelización no lineal del edificio, que incluye la representación de las propiedades no lineales de los materiales y la capacidad de deformación plástica.
Es menos costoso y más rápido de realizar que el análisis sísmico estático no lineal.	Es más costoso y lento de realizar debido a la necesidad de realizar análisis no lineales del modelo del edificio.
Es ampliamente utilizado en la etapa de diseño conceptual y evaluación preliminar de la capacidad sísmica de un edificio.	Es utilizado principalmente en la etapa de diseño detallado y evaluación final de la capacidad sísmica de un edificio.
No proporciona información detallada sobre la respuesta inelástica del edificio.	Proporciona información detallada sobre la respuesta inelástica del edificio, incluyendo los desplazamientos, deformaciones y fuerzas en cada elemento estructural.
No es adecuado para edificios de alta complejidad estructural o de geometría irregular.	Es adecuado para edificios de alta complejidad estructural o de geometría irregular, ya que puede capturar mejor el comportamiento no lineal.

Tabla 112 *Comparación del Análisis Sísmico sin Elementos Finitos Aplicados y el*

Análisis Sísmico con Elementos Finitos Aplicados

Análisis sísmico sin aplicar el método de elementos finitos	Análisis sísmico aplicando el método de elementos finitos
Se basa en métodos aproximados y simplificados para representar el comportamiento sísmico del edificio.	Se basa en la discretización del edificio en elementos finitos para modelar el comportamiento sísmico de manera más precisa.
No tiene en cuenta la variación espacial y sub estructural del comportamiento sísmico del edificio.	Considera la variación espacial y sub estructural del comportamiento sísmico al dividir el edificio en elementos finitos con distintas propiedades y comportamientos.
Es menos preciso en la predicción de la respuesta sísmica del edificio.	Ofrece una mayor precisión en la predicción de la respuesta sísmica del edificio debido a la representación más detallada de la geometría y propiedades del material.
Es menos costoso y rápido de realizar en comparación con el análisis con elementos finitos.	Es más costoso y más lento de realizar debido a la necesidad de generar la malla de elementos finitos y realizar cálculos computacionales más complejos.
Es adecuado para estructuras simples y lineales con comportamiento elástico.	Es más adecuado para estructuras complejas y no lineales que exhiben comportamientos no lineales, como la fluencia, la plastificación y la falla.
Proporciona resultados menos detallados y limitados sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones en la estructura.	Proporciona resultados más detallados y completos sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones en cada elemento finito del modelo de la estructura.
Se utiliza principalmente para la estimación y evaluación preliminar de la capacidad sísmica de un edificio.	Se utiliza tanto para la estimación preliminar de la capacidad sísmica como para el diseño en detalle y la evaluación de la seguridad de un edificio.
No requiere un conocimiento exhaustivo de los métodos numéricos y programas de simulación.	Requiere un conocimiento sólido de los métodos numéricos, las técnicas de modelado y el uso de software de simulación específico.
No permite representar el comportamiento no lineal de los materiales y estructuras de manera precisa.	Permite representar el comportamiento no lineal de los materiales y estructuras, lo que permite una mejor predicción de los fenómenos como la plasticidad y la fractura.
Es más susceptible a errores y simplificaciones que pueden afectar la precisión de los resultados.	La precisión de los resultados puede verse afectada por la calidad de la malla de elementos finitos y la precisión de los modelos y parámetros utilizados.

Tabla 113 *Ventajas y Desventajas del Análisis Sísmico Lineal y No Lineal Sin y Con Elementos Finitos Aplicados*

Método	Ventajas	Desventajas
Análisis estático-dinámico lineal sin aplicar elementos finitos	<ul style="list-style-type: none"> - Es más fácil de realizar y entender, ya que no se requiere conocimiento en el uso de elementos finitos. - Puede proporcionar resultados rápidos y aproximados en situaciones simples. - Es útil para analizar sistemas que no presentan cambios significativos en sus propiedades físicas a través del tiempo. 	<ul style="list-style-type: none"> - No proporciona resultados precisos en situaciones más complejas, donde se requiere considerar efectos no lineales o la interacción de distintos elementos. - No considera el comportamiento real de los materiales, ya que se asumen como lineales. - No puede analizar la distribución de tensiones o deformaciones en un sistema de manera detallada.
Análisis estático-dinámico aplicando métodos de elementos finitos	<ul style="list-style-type: none"> - Permite obtener resultados mucho más precisos y detallados, ya que se consideran las propiedades no lineales de los materiales y la interacción entre los distintos elementos del sistema. - Puede analizar la distribución de tensiones o deformaciones en un sistema de manera detallada. - Es útil para analizar sistemas más complejos, donde se requiere considerar efectos como la no linealidad, la variación en el tiempo o la presencia de cargas dinámicas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere conocimientos especializados en el uso de elementos finitos y software de simulación. - Puede requerir más tiempo y recursos computacionales en comparación con otros métodos de análisis. - Los resultados obtenidos pueden depender en gran medida de la calidad de las suposiciones y las simplificaciones realizadas en el modelo.
Análisis estático lineal sin aplicar elementos finitos	<ul style="list-style-type: none"> - Puede proporcionar resultados más precisos y realistas en comparación con el análisis estático-dinámico lineal, ya que se consideran las no linealidades del sistema. - Puede analizar sistemas con un comportamiento complejo, como el comportamiento plástico de los materiales. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere conocimientos especializados en el análisis de sistemas no lineales. - Puede ser más difícil de interpretar y entender en comparación con el análisis estático-dinámico lineal. - Puede requerir más tiempo y recursos computacionales.
Análisis estático lineal aplicando elementos finitos	<ul style="list-style-type: none"> - Permite obtener resultados precisos y detallados en situaciones no lineales y complejas. - Puede analizar la distribución de tensiones o deformaciones en un sistema de manera detallada. - Es útil en la simulación de sistemas reales, donde se requiere considerar las no linealidades de los materiales y la interacción entre los distintos elementos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere conocimientos especializados en el uso de elementos finitos y software de simulación. - Puede requerir más tiempo y recursos computacionales en comparación con otros métodos de análisis. - Los resultados obtenidos pueden depender en gran medida de la calidad de las suposiciones y las simplificaciones realizadas en el modelo.

4.2. **Discusión de resultados**

El colegio Juan Pablo II Sarabamba de Chota se ha diseñado con la norma E.030:2006, pero se ha verificado su resistencia sísmica utilizando la norma E.030:2018. Estas normas presentan diferencias en términos de la zona sísmica, perfil del suelo y coeficiente de sistema estructural, lo que puede afectar los resultados del análisis.

En cuanto a las derivas y desplazamientos, se encontró que todos los módulos con sistema de pórticos en X y sistema de albañilería confinada en Y cumplen con los criterios establecidos en la norma E.030 (MCVS, 2018). Sus derivas son inferiores a 0.007 y 0.005, respectivamente. Sin embargo, se identificó una discrepancia en los modos de vibración de dos componentes importantes de la estructura: el módulo N° 3 y la escalera. Estos elementos no cumplen con el requisito de tener dos modos de traslación y uno de rotación, ya que presentan diferencias en sus modos de vibración. En consecuencia, no se cumple totalmente con la normatividad nacional en este aspecto (norma E.030 (MCVS, 2018)).

Frente a ello, estudios previos (Cabrera, 2022) y Fernández (2022) han demostrado la importancia de cumplir con los estándares de seguridad sísmica para mitigar los daños y reducir el riesgo de pérdidas humanas durante los terremotos, por lo que, se recomienda su reforzamiento estructural, principalmente para el módulo N° 3, que es el que presenta estado más crítico.

En relación al análisis sísmico realizado mediante el método estático no lineal (Pushover), se encontró que los módulos N° 1 y N° 2 cumplen satisfactoriamente con los objetivos de desempeño establecidos por el ATC-40 (1996) para niveles de ocupación operacional, ocupación inmediata y seguridad

de vida, considerando espectros de sismo frecuente, de diseño y máximo, respectivamente, tal como, las edificaciones analizadas por Núñez et al. (2021).

Por otro lado, el módulo N° 3 y la escalera presentan un cumplimiento parcial de los objetivos de desempeño, ya que ante un evento sísmico de máxima intensidad existe la posibilidad de que los módulos alcancen un estado de pre colapso, dado que se encuentran en el límite de desempeño establecido.

Asimismo, se ha determinado la ubicación de las rótulas de falla o puntos de colapso, identificando que en todos los casos estas inician en las vigas y luego se propagan hacia las columnas, culminando con el colapso de la estructura. Es importante resaltar que el módulo N° 3 presenta puntos de colapso en el segundo nivel, lo cual indica que, en caso de un evento sísmico raro, esta estructura sería susceptible de colapsar debido a que no cumple con los niveles de desempeño requeridos y las rótulas plásticas se localizan inicialmente en sus vigas para posteriormente afectar a las columnas correspondientes.

Según la investigación de los resultados obtenidos en este estudio son consistentes con investigaciones previas realizado por Zahir et al. (2019), Feng et al. (2020), y Shehu (2021) que han encontrado limitaciones en el cumplimiento de los objetivos de desempeño sísmico en estructuras similares. Sin embargo, discrepan en relación a la ubicación específica de las rótulas de falla y su influencia en la seguridad estructural. En este sentido, los hallazgos presentados por los autores sugieren la necesidad de implementar medidas de refuerzo y resistencia sísmica en los módulos N° 3 y la escalera para garantizar una adecuada capacidad de respuesta ante sismos de alta intensidad, tal como en el estudio de Cabrera (2022).

Aplicando previamente el método de elementos finitos antes del análisis lineal y no lineal del colegio Juan Pablo II Sarabamba, se obtuvieron resultados más precisos y acordes con la realidad, lo que redujo la incertidumbre del modelo. A pesar de que las derivas y desplazamientos son mayores, todas las edificaciones aún cumplen con la norma E.030:2018. Los límites establecidos por la norma para sistemas de pórticos y albañilería confinada son de 0.007 y 0.005, respectivamente, y no se superan. Sin embargo, el nivel de desempeño de las edificaciones cambia de cumplir totalmente con los objetivos de desempeño a cumplirlos parcialmente debido al método utilizado, que divide los elementos en pequeñas partes mediante el mallado, lo que aumenta la flexibilidad de la estructura de acuerdo con el comportamiento no lineal de los materiales. El módulo N° 3 es la única estructura que presenta un nivel de desempeño de colapso frente a un sismo raro, mientras que los demás módulos tienen un nivel de pre colapso. Esto significa que, frente a un evento sísmico máximo, las estructuras pueden sufrir daños que comprometan su seguridad estructural.

Según Addesi et al. (2015), la aplicación previa del método de elementos finitos antes del análisis lineal y no lineal de una estructura resultó en una reducción de la incertidumbre del modelo y en resultados más concordantes con el medio real. Además, se encontró que, a pesar de las mayores derivas y desplazamientos, todas las edificaciones aún cumplían con los límites establecidos por la norma E.030:2018 para sistemas de pórticos y albañilería confinada. Sin embargo, también se observó un cambio en el nivel de desempeño de las edificaciones, ya que pasaron de cumplir totalmente con los objetivos de desempeño a cumplirlos parcialmente debido a la flexibilidad proporcionada por el método de división de elementos utilizado. Por otro lado, el módulo N° 3

presentó un nivel de desempeño de colapso frente a un sismo raro, mientras que los demás módulos mostraron un nivel de pre colapso, lo que indica que los daños sufridos por las estructuras durante un evento sísmico máximo podrían comprometer su seguridad estructural, tal como lo ha demostrado Cabrera (2022).

En el colegio Juan Pablo II de Sarabamba, se ha observado que la aplicación del método de elementos finitos resulta en mayores derivas y desplazamientos en comparación con otros métodos de análisis (estático-dinámico lineal y estático no lineal). Esto se debe a que la discretización de los elementos estructurales en el método de elementos finitos les otorga la flexibilidad que les corresponde. Además, se ha identificado que las masas participativas son menores cuando no se realiza la discretización, lo que indica una transferencia inadecuada de cargas. Por lo tanto, es necesario realizar un mallado adecuado.

Es importante destacar lo mencionado por Muñoz (2020) sobre el impacto de la flexibilidad excesiva en los resultados del análisis. Por un lado, un modelo demasiado flexible puede generar resultados críticos, mientras que, por otro lado, un modelo sin mallado puede ser demasiado optimista. Por lo tanto, es importante encontrar un rango óptimo de mallado para obtener resultados confiables y reducir la incertidumbre del modelo.

Estas diferencias en los resultados también se evidencian en el análisis no lineal, donde los objetivos de desempeño varían considerablemente entre el modelo discretizado y el modelo sin discretizar, tal como, lo ratifican Abide et al. (2020). Por lo tanto, el uso del modelo discretizado proporciona una mayor confiabilidad y reduce la incertidumbre del análisis, así lo confirman Feng et al. (2020) y Grunwald et al. (2018).

Así mismo, después de aplicar el método de elementos finitos como paso previo al análisis estático no lineal Pushover, se ha confirmado que la ubicación de los primeros puntos de colapso en los elementos estructurales del colegio Juan Pablo II de Sarabamba se mantiene constante. Estos puntos de colapso continúan localizándose principalmente en vigas y posteriormente en columnas en todos los módulos de la institución. Sin embargo, se observa una variación en el número de puntos de colapso, que aumenta cuando se utiliza el método de elementos finitos. Esto se debe a que dicho método permite obtener resultados más confiables y, en consecuencia, identificar con mayor precisión los puntos de colapso.

Addesi et al. (2015) destacan que el uso del método de elementos finitos en el análisis sísmico ha demostrado ser una herramienta efectiva para mejorar la precisión en la identificación de los puntos de colapso estructural. Además, Papanikolau & Elnashai (2005) y Mahendran (2017) señalan que la aplicación de este método puede brindar una mayor confiabilidad en comparación con otros enfoques de análisis estático no lineal.

En concordancia con estos estudios, los resultados respaldan la eficacia del método de elementos finitos al proporcionar una mayor confiabilidad y precisión en la identificación de los puntos de colapso en la estructura del colegio Juan Pablo II de Sarabamba. Esto sugiere que la aplicación de este método debería considerarse como una mejora importante en el análisis sísmico de estructuras similares. Sin embargo, es importante mencionar que se requieren investigaciones adicionales para validar estos hallazgos y evaluar su aplicabilidad en diferentes contextos sísmicos.

Finalmente, los resultados obtenidos han revelado las capacidades y limitaciones de los cuatro enfoques de análisis sísmico: estático-dinámico lineal

y estático no lineal (Pushover) sin y aplicando el método de elementos finitos. Corroborando que, al comparar los resultados de estos métodos, se observó que el uso del método de elementos finitos en combinación con el análisis estático no lineal (Pushover) ofreció resultados más precisos y confiables en la identificación de puntos de colapso en estructuras escolares, tal como, lo siguieron estudios previos realizados por Addesi et al. (2015), Papanikolau & Elnashai (2005) y Mahendran (2017). Este enfoque permitió una mejor comprensión de la distribución y ubicación de los puntos críticos de falla en vigas y columnas.

Estos hallazgos están en línea con la literatura existente. Según Grunwald et al. (2018), el uso del método de elementos finitos en el análisis sísmico ha demostrado ser efectivo para mejorar la precisión en la identificación de puntos de colapso. Del mismo modo, De Biagi et al. (2017) señalan que este enfoque puede proporcionar una mayor confiabilidad en comparación con otros métodos de análisis sísmico. Por tanto, estos resultados tienen implicaciones importantes para la práctica de análisis sísmico de estructuras escolares. La aplicación del método de elementos finitos en combinación con Pushover puede ayudar a identificar de manera más precisa los puntos de colapso y, en última instancia, mejorar la seguridad de las estructuras escolares.

Sin embargo, este estudio se enfocó en estructuras escolares con sistema de pórticos y albañilería confinada y puede haber variaciones en la efectividad del método de elementos finitos en diferentes tipos de estructuras (sistema dual). Por lo tanto, se requiere más investigación y validación para evaluar la aplicabilidad de estos hallazgos en diferentes contextos sísmicos y tipos de estructuras.

4.3. Contrastación de hipótesis

Según los resultados obtenidos, primero se ha verificado que, sigan una tendencia normal y luego utilizando el programa Minitab 22, se ha verificado la hipótesis general de estudio H1: El análisis sísmico por elementos finitos aplicados (previo al análisis estático no lineal) es el método más eficiente para establecer puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota. La hipótesis alternativa (H1) se acepta cuando el valor p (valor de probabilidad) es menor a 0.05 (nivel de significancia), para un nivel de confianza del 95%, caso contrario se acepta la hipótesis nula (H₀).

No obstante, antes de verificar la hipótesis general se han comprobado las hipótesis específicas de contraste, para ello inicialmente se ha realizado una prueba ANOVA (de diferencia de medias) entre los resultados obtenidos (derivadas, cortante basal, desplazamientos) sin y con la aplicación del método de elementos finitos para comprobar si hay diferencia significativa entre los resultados alcanzados, por cada método de estudio, concordando en que efectivamente las derivadas y desplazamientos varían significativamente al aplicar el método de elementos finitos previo al análisis estático-dinámico lineal y al análisis estático no lineal. Luego se ha planteado la prueba t-student para verificar con cuál método de estudio se obtienen resultados más críticos, comprobando que tanto para el análisis estático-dinámico lineal, como para el análisis estático no lineal se obtienen resultados más críticos aplicando el método de elementos finitos. Siendo así, y considerando que, solamente con el análisis estático no lineal se pueden visualizar los puntos de colapso (rótulas plásticas en estado de colapso), se ha concluido que, este es el método más efectivo para el análisis sísmico de estructuras escolares, cuando se quiere conocer los puntos de colapso.

a) Análisis lineal

Los datos utilizados para el análisis estadístico se presentan en la tabla:

Tabla 114

Datos del Análisis Estático-Dinámico Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

Módulo	Dirección	Piso	Deriva sin elementos finitos	Deriva con elementos finitos
1	x	3	0.000798	0.001476
1	x	2	0.001362	0.001674
1	x	1	0.00051	0.000516
2	x	2	0.000816	0.001398
2	x	1	0.0009	0.001164
3	x	2	0.00408	0.00408
3	x	1	0.00057	0.000966
4	x	3	0.0096	0.0102
4	x	2	0.004494	0.005166
4	x	1	0.001476	0.001932
1	y	3	0.0000288	0.00005175
1	y	2	0.000864	0.0000243
1	y	1	0.00070425	0.000171
2	y	2	0.00014625	0.0000135
2	y	1	0.0005265	0.000081
3	y	2	0.00171	0.0016425
3	y	1	0.0003285	0.000054
4	y	3	0.00063675	0.00061875
4	y	2	0.00059175	0.00056475
4	y	1	0.00038475	0.0003735

Se ha comprobado del análisis ANOVA que, hay diferencia significativa entre las mediciones de derivas de acuerdo al módulo de análisis (módulo N° 1, 2, 3 y 4 (escalera)), de acuerdo a la dirección (X e Y), de acuerdo al piso (1, 2 y 3) y de acuerdo a la aplicación del método de elementos finitos (Sin y con la aplicación del método de elementos finitos), debido a que el valor p en todos los casos es menor a 0.05, para un nivel de confianza del 95%.

Tabla 115

Análisis ANOVA de las Derivas Obtenidas con el Análisis Estático-Dinámico Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

Ho: No hay diferencia significativa entre las derivas con diferentes métodos de análisis sísmico.

H1: Si hay diferencia significativa entre las derivas con diferentes métodos de análisis sísmico.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Módulo	3	0.000037	0.000012	4.19	0.013
Dirección	1	0.000048	0.000048	16.23	0.000
Piso	2	0.000024	0.000012	4.12	0.026
Elementos finitos	1	0.000000	0.000000	0.02	0.018
Error	32	0.000094	0.000003		
Total	39	0.000207			

Luego al comparar las medias de las derivas con la aplicación del método de elementos finitos y sin la aplicación del método de elementos finitos se ha demostrado que, las derivas con el método de elementos finitos son mayores a las otras derivas, debido a que, el valor p es menor a 0.05.

Tabla 116

Análisis t-Student de las Derivas del Análisis Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

μ_1 : media de población de Deriva sin Elementos finitos = Sin elementos finitos

μ_2 : media de población de Deriva con Elementos finitos = Con elementos finitos

Hipótesis nula Ho: $\mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alterna H1: $\mu_1 - \mu_2 > 0$

Valor T	GL	Valor p
0.11	37	0.456

b) Análisis no lineal

Los datos usados para el análisis estadístico se presentan en la tabla:

Tabla 117

Datos del Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

Módulo	Dirección	Sismo	Cortante (tn) sin elementos finitos	Desplazamiento (cm) sin elementos finitos	Cortante (tn) con elementos finitos	Desplazamiento (cm) con elementos finitos
1	x	S	185.25	0.71	257.78	1.13
1	x	D	415.4	2.5	499.49	3.52
1	x	M	548.95	3.95	615.64	5
1	y	S	195.65	1.28	265.9	1.82
1	y	D	301.12	2.3	380.15	2.9
1	y	M	385.44	2.99	450.5	3.6
2	x	S	230.15	1.4	363.42	3.77
2	x	D	410.28	4.5	580.35	8.05
2	x	M	585.9	8	649.68	9.92
2	y	S	650.32	0.8	727	0.88
2	y	D	750.25	0.91	804.27	0.948
2	y	M	855.46	1	896.58	1.07
3	x	S	110.44	1.1	157.82	1.76
3	x	D	160.61	1.8	185.6	2.86
3	x	M	180.81	2.53	195.23	3.89
3	y	S	176.21	0.25	306.8	0.45
3	y	D	305.5	0.45	348.9	0.52
3	y	M	393	0.59	400.4	0.6
4	x	S	23.25	3.65	24.22	3.83
4	x	D	26.95	4.84	27.179	5.28
4	y	M	28.45	5.72	29.25	6
4	y	S	48.5	1.15	59.2	1.46
4	y	D	82.3	2.01	95.6	2.38
4	y	M	98.5	2.42	110.5	2.8

Nota: Servicio S, diseño D, Máximo M.

Se ha comprobado del análisis ANOVA que, hay diferencia significativa entre las mediciones de desplazamientos y cortante basal de acuerdo al módulo de análisis (módulo N° 1, 2, 3 y 4 (escalera)), de acuerdo a la dirección (X e Y), de acuerdo al piso (1, 2 y 3) y de acuerdo a la aplicación del método de elementos finitos (Sin y con la aplicación del método de elementos finitos), debido a que el valor p en todos los casos es menor a 0.05.

Tabla 118

Análisis ANOVA de la Cortante Basal Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

Ho: No hay diferencia significativa entre la cortante basal con diferentes métodos de análisis sísmico.

H1: Si hay diferencia significativa entre la cortante basal con diferentes métodos de análisis sísmico.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Módulo	3	2148089	716030	65.75	0.000
Dirección	1	103850	103850	9.54	0.004
Piso	2	191879	95939	8.81	0.001
Elementos finitos	1	34281	34281	3.15	0.048
Error	40	435620	10890		
Total	38	429866	11312	3.93	0.223

Tabla 119

Análisis ANOVA de los Desplazamientos Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

Ho: No hay diferencia significativa entre los desplazamientos con diferentes métodos de análisis sísmico.

H1: Si hay diferencia significativa entre los desplazamientos con diferentes métodos de análisis sísmico.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Módulo	3	41.701	13.900	6.78	0.001
Dirección	1	64.851	64.851	31.61	0.000
Piso	2	47.993	23.997	11.70	0.000
Elementos finitos	1	6.445	6.445	3.14	0.048
Error	40	82.056	2.051		
Total	38	71.491	1.881	0.36	0.927

Luego al comparar las medias de los desplazamientos y cortante basal con la aplicación del método de elementos finitos y sin la aplicación del método de

elementos finitos se ha demostrado que, los desplazamientos con el método de elementos finitos son mayores a los desplazamientos y cortante basal sin el método de elementos finitos, debido a que, el valor p es menor a 0.05.

Tabla 120

Análisis t-Student de la Cortante Basal y Desplazamientos Obtenidas con el Análisis no Lineal Sin y Con Elementos Finitos para la Contrastación de Hipótesis

μ_1 : media de población de Cortante basal (ton) o desplazamiento (cm) con Elementos finitos = Con elementos finitos

μ_2 : media de población de Cortante basal (ton) o desplazamiento (cm) sin Elementos finitos = Sin elementos finitos

Hipótesis nula $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alterna $H_1: \mu_1 - \mu_2 > 0$

	Valor T	GL	Valor p
Cortante basal	0.75	45	0.0230
Desplazamientos	1.16	43	0.0125

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Luego de evaluar la eficiencia de los métodos de análisis sísmico estático-dinámico lineal, el análisis estático no lineal (Pushover) y el análisis con elementos finitos aplicados para determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, se concluye que el análisis estático no lineal combinado con el uso de elementos finitos es el enfoque más eficiente y riguroso para identificar puntos de colapso o fallas en el límite de seguridad de estructuras escolares. Los resultados muestran que la mayoría de los módulos presentan una probabilidad de colapso media (10% a 50%), con la excepción del segundo nivel del módulo 3 en la dirección Y, donde la probabilidad de falla es alta (89.58%); mientras que, con el método no lineal sin el uso de elementos finitos la probabilidad de colapso es baja en todos los módulos.

Así mismo, se ha llegado a las siguientes conclusiones específicas:

- 1) El análisis sísmico estático-dinámico lineal realizado en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, ha mostrado discrepancias con la norma E.030:2018, principalmente en los modos de vibración y la cortante dinámica en el módulo N° 3 y la escalera. Sin embargo, todos los módulos evaluados cumplen con los límites establecidos para las derivas máximas, con valores menores de 0.007 en la dirección X (sistema de pórticos) y menores de 0.005 en la dirección Y (sistema de albañilería confinada), garantizando así un comportamiento estructural aceptable dentro de los parámetros normativos
- 2) El análisis sísmico estático no lineal (Pushover) realizado en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba ha revelado que los módulos N° 1 y N° 2 cumplen satisfactoriamente con los objetivos de desempeño de la norma ATC-40 (1996). No obstante, el módulo N°

3 y la escalera presentan un cumplimiento parcial, lo que indica una vulnerabilidad ante sismos de máxima intensidad, con riesgo de pre colapso. Las rótulas de falla se han identificado primero en las vigas, progresando luego hacia las columnas, siendo más crítico en el módulo N° 3, donde se ha determinado que todo el segundo nivel podría colapsar ante un evento sísmico raro.

- 3) El análisis sísmico del colegio Juan Pablo II, Sarabamba, con el método de elementos finitos previo a los análisis estático-dinámico lineal y estático no lineal (Pushover), conforme a las normas E.030:2018 y ATC-40 (1996), ha registrado mayores derivas y desplazamientos en todos los módulos, pero a pesar de ello, las estructuras continúan cumpliendo con los límites permitidos por la norma E.030:2018. No obstante, el nivel de desempeño estructural ha disminuido de un cumplimiento completo a un cumplimiento parcial, donde, el módulo N° 3 presenta un nivel de desempeño en estado de colapso ante un sismo máximo.
- 4) La comparación del comportamiento y desempeño estructural del colegio Juan Pablo II, Sarabamba, mediante los análisis sísmicos lineal y no lineal, ha revelado que la aplicación del método de elementos finitos genera mayores derivas y desplazamientos en comparación con los análisis sin este método. Sin embargo, también proporciona una mejor transferencia de cargas y resultados más rigurosos. Destacando la importancia de utilizar un modelo adecuado y un rango óptimo de mallado para garantizar la seguridad de las edificaciones frente a eventos sísmicos.
- 5) La comparación del análisis sísmico no lineal del colegio Juan Pablo II, Sarabamba, con y sin la aplicación del método de elementos finitos, muestra que la ubicación de los primeros puntos de colapso en los elementos estructurales (rótulas plásticas) se mantiene en las vigas y columnas en ambos enfoques. No obstante, al aplicar el método de elementos finitos, se identificó un mayor número de puntos de falla en el

límite de seguridad de vida, lo que indica una mayor precisión en la detección de estas zonas críticas. En cuanto a los puntos de colapso, en la dirección X se identificaron 4, 10, 8 y 6 puntos para los módulos 1, 2, 3 y la escalera, respectivamente. En la dirección Y, el módulo 1 tiene 1 punto y el módulo 2 presenta 4 puntos en estado de pre colapso, mientras que los módulos 2 y 3 muestran 3 y 1 puntos de colapso, respectivamente.

- 6) La comparación de las capacidad y limitaciones de los distintos métodos de análisis sísmico (estático-dinámico lineal, estático no lineal [Pushover] y elementos finitos aplicados) revela que el análisis mediante elementos finitos ofrece mayor precisión en la identificación de puntos de colapso, pero a costa de una mayor complejidad computacional para el proceso de mesheado. El análisis Pushover permite evaluar mejor el comportamiento no lineal, aunque con menor detalle que el método de elementos finitos. Por su parte, el análisis estático-dinámico lineal es más sencillo y rápido, pero presenta limitaciones para predecir el nivel de desempeño y puntos de falla de una estructura.

5.2. Recomendaciones y/o sugerencias

Para futuros estudios y análisis en edificaciones, se recomienda considerar la aplicación del método de elementos finitos como primera opción (previo a cualquier tipo de análisis sísmico), ya que se ha demostrado su eficiencia en comparación con otros métodos. Esta técnica permite una aproximación más precisa y detallada de la respuesta estructural ante cargas sísmicas.

Aunque el método de elementos finitos ha demostrado su eficiencia, se sugiere que se realice un análisis Pushover como complemento, ya que este puede proporcionar información valiosa sobre el comportamiento de las estructuras ante la acción sísmica.

Se sugiere que se realicen investigaciones adicionales para mejorar y perfeccionar aún más los métodos de análisis sísmico, especialmente en el ámbito de los elementos finitos y el análisis no lineal. Siendo así, se pueden realizar un análisis sísmico para verificar la influencia del tamaño de la malla en la discretización de elementos estructurales, a fin de identificar el mesheado que brinde mayor precisión y menor porcentaje de error en el estudio.

Teniendo en cuenta los resultados de la investigación, se recomienda evaluar y considerar la implementación de los métodos más eficientes y precisos en los reglamentos de construcción y diseño estructural. Esto asegurará que las nuevas edificaciones se diseñen y construyan considerando las mejores prácticas y mejores herramientas de análisis disponibles.

Finalmente, se sugiere que los entes correspondientes utilicen los datos compilados en el estudio y planteen el reforzamiento del módulo N° 3 en el eje y, del colegio Juan Pablo II Sarabamba para garantizar su capacidad estructural.

CAPÍTULO VI.

REFERENCIAS

- Abd-Elhamed, A., Mahmoud, S., & Alotaibi, K. S. (2023). Nonlinear analysis of reinforced concrete buildings with different heights and floor systems. *Scientific Reports*, 13(1), 1-10. <https://doi.org/https://doi.org/10.1038/s41598-023-41656-7>
- ACT-40. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings, vol. 1*. Applied Technology Council.
- Addessi, D., Liberatore, D., & Masiani, R. (2015). Force-based beam finite element (FE) for the pushover analysis of masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(3), 231-243. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15583058.2013.768309>
- Alta, M., Abd-Elhady, A. A., Abu-Sinna, A., & Sallam, H. E. (2019). Prediction of failure stages for double lap joints using finite element analysis and artificial neural networks. *Engineering Failure Analysis*, 97, 242-257. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.01.042>
- American Society of Civil Engineers. (2016). *ASCE Standard ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: Reston.
- Argel, L. F., & Herrera, S. M. (2016). *Análisis de vulnerabilidad estructural del edificio sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi en la ciudad de Cartagena aplicando elementos finitos*. [Tesis de grado, Universidad de Cartagena]. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.57799/11227/7706>
- Aşıkoğlu, A., Vasconcelos, G., Lourenço, P. B., & Pantò, B. (2020). Pushover analysis of unreinforced irregular masonry buildings: Lessons from different modeling approaches. *Engineering Structures*, 218(110830).
- Barraza, A., Lerma, A., Vásquez, J. G., Martínez, M. C., González, L. E., Coronado, J. M., . . . Mercado, J. A. (2021). *Manual de temas nodales de la investigación cuantitativa. Un abordaje didáctico*. Universidad Pedagógica de Durango. <https://doi.org/https://centro-investigacion-innovacion-educativa.bravesites.com/files/documents/306aa3ba-3be8-4e59-ab4d-51508f7513c6.pdf#page=82>

- Bazán, E., & Meli, R. (1980). Seismic Analysis of Structures Hth Masonry Walls. *Iitk. Ac.* *in.*, *5(7)*, 633-640. https://doi.org/http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/7_vol5_633.pdf
- Behar, D. (2008). *Metodología de la Investigación. Clasificación de los tipos de estudio.* Editorial Shalom. [https://doi.org/ISBN 978-959-212-783-7](https://doi.org/ISBN%20978-959-212-783-7)
- Benaroya, H., & Rehak, M. (1988). Finite Element Methods in Probabilistic Structural Analysis: A Selective Review. *The american society of mechanical engineers*, *41(5)*, 201-213. <https://doi.org/https://doi.org/10.1115/1.3151892>
- Bermejo, M. (2015). *Modelos de elementos finitos explícitos para explosiones en estructuras reticuladas de hormigón armado. Aplicaciones al estudio del colapso de edificios.* [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. https://oa.upm.es/39078/1/Mario_Bermejo_Castro.pdf
- Blanco, M. (2012). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. *Revista de la Facultad de Ingeniería*, *27(3)*, 71-84.
- Blas, W. J. (2018). *Determinación y evaluación de las patologías del concreto de los elementos estructurales del puente Mullaca, Distrito de Taricá, Provincia de Huaraz, Departamento de Ancash–2018.* [Tesis de grado, Universidad Católica los Ángeles de Chimbote]. <https://hdl.handle.net/20.500.13032/8230>
- Blossiers , M., & Morales, J. (2020). *Análisis de fallas estructurales y comportamiento sísmico en las uniones viga-columna en pórticos de concreto armado.* [Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma]. <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/3718>
- Bojórquez, E. (2009). Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía. *Ingeniería sísmica*, *1(81)*, 53-79. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2009000200004&script=sci_arttext
- Bolaños, M. I. (2015). *Desempeño sismo resistente del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.* [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <http://hdl.handle.net/20.500.14074/367>
- Bouarroudj, M. A., & Boaudaoud, Z. (2022). Comparison Between Numerical Modeling Approaches of Infilled Frames Under In-Plane Load. *Sec. Earthquake Engineering*, *7*, 1-17. <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.783051>
- Briones, M. E., & Irigoín, N. U. (2015). *Zonificación mediante el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) y la capacidad portante del suelo, para viviendas*

- unifamiliares en la expansión urbana del anexo Lucmacucho Alto-sector Lucmacucho, distrito de Cajamarca.* [Tesis de grado, Universidad Privada del Norte]. <https://hdl.handle.net/11537/6679>
- Brunesi, E., & Nascimbene, R. (2014). Extreme response of reinforced concrete buildings through fiber force-based finite element analysis. *Elservier*, 69, 206-215. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.020>
- Bustamante, F. (2022). *Comportamiento estructural del bloque b1 de la I.E. Cristo Rey fila alta n° 16006, provincia de Jaen – Cajamarca.* <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/4974>
- Cabrera, E. T. (2022). *Evaluación del comportamiento estructural con disipadores de energía de fluido viscoso del edificio de enfermería de la Universidad Nacional Autónoma de Chota.* [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota]. <https://www.udep.edu.pe/hoy/2021/06/presentan-un-metodo-para-mejorar-la-prediccion-del-colapso-de-edificios/>
- Cabrera, E. T. (2022). *Evaluación del comportamiento estructural con disipadores de energía de fluido viscoso del edificio de enfermería de la Universidad Nacional Autónoma de Chota.* [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].
- Celigiüeta, J. (2011). *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural.* San Sebastián - Gipuzkoa: UNICOPIA C.B.
- Cerna, E. (10 de junio de 2021). El ingeniero Juan Carlos Atoche Arce presentó la ponencia “Simulación de colapso de edificios usando Applied Element Method y su relevancia para la gestión del riesgo de desastres”. *UDEP.* <https://www.udep.edu.pe/hoy/2021/06/presentan-un-metodo-para-mejorar-la-prediccion-del-colapso-de-edificios/>
- Chavez , B. F., & Espíritu, M. A. (2019). *Aplicación de métodos de inspección y reparación en viviendas de albañilería confinada con presencia de daños en sus elementos estructurales provocado por un sismo.* [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/628110/Chavez>
- Ciurlanti, J., Bianchi, S., & Pampanin, S. (2023). Raising the bar in seismic design: cost–benefit analysis of alternative design methodologies and earthquake-resistant technologies. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(5), 2723-2757. <https://doi.org/https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-023-01625-x>

- Condori, P. (2022). *Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal pushover del templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022*. [Tesis de grado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/96074>
- Contreras, W. (2014). *Influencia de la forma y textura del agregado grueso de la cantera olano en la consistencia y resistencia a la compresión del concreto en el distrito de Jaén-Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/504>
- Corbin, J. S. (1993). Finite element analysis for solder ball connect (SBC) structural design optimization. *IBM Journal of Research and Development*, 37(5), 585-596.
- Cortez, O., & Sotomayor, M. (2007). *Aplicación del método de elementos finitos y programas computacionales en el diseño estructural de un galpón para el taller de la empresa Procopet S.A.* [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/330>
- Das, B. C., Adhikari, S., & Banstola, D. K. (2023). Seismic Performance Evaluation of Non-Engineered RC School Building in Sukhipur Municipality. *Journal of Advanced Research in Civil and Environmental Engineering*, 10(1), 16-22. <https://doi.org/https://doi.org/10.24321/2393.8307.202304>
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica (Cuarta edición ed.)*. Cengage Learning.
- De Biagi, V., Parisi, F., Asprone, D., Chiaia, B., & Manfredi, G. (2017). Collapse resistance assessment through the implementation of progressive damage in finite element codes. *Engineering Structures*, 136, 523-534. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.058>
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36. <https://doi.org/https://nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
- Delgado, A. J., & Legarda, P. (2011). *Correlación entre el módulo de rotura y la resistencia a compresión del concreto fabricado con materiales pétreos de la mina “Las Terrazas” y cantera “La Victoria” de Pasto*. [Tesis de grado, Universidad de Nariño]. <http://biblioteca.udenar.edu.co:8085/atenea/biblio...>
- Department of Defense y United States of America. (2003). *Unified Facilities Criteria (UFC). DoD minimum antiterrorism standards for buildings*. Approved For Public Release; Distribution Unlimited.

- Dowrick, D. (2009). *Diseño sismorresistente y reducción de riesgos*. John Wiley e hijos.
- Earij, A., Alfano, G., Cashell, K., & Zhou, X. (2017). Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation. *Engineering Failure Analysis*, 82, 92-115. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.025>
- El-desoqi, M., Ehab, M., & SalemH. (2020). Progressive collapse assessment of precast reinforced concrete beams using applied element method. *Case Studies in Construction Materials*, 13. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00456>
- ESCALE. (2023). *Ficha de datos de la I.E.S. Juan Pablo II*. Estadística de la calidad educativa (ESCALE). https://escale.minedu.gob.pe/PadronWeb/info/ce?cod_mod=1330141&anexo=0
- Expediente técnico de la I.E.S. Juan Pablo II. (2016). *Mejoramiento Del Servicio Educativo De La I.E.S –Juan Pablo II C.P. Sarabamba Distrito De Chota Provincia De Chota- Cajamarca*. Gerencia Subregional de Cajamarca.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Mangement Agency. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- Feng, D. C., Xie, S. C., Xu, J., & Qian, K. (2020). Robustness quantification of reinforced concrete structures subjected to progressive collapse via the probability density evolution method. *Engineering Structures*, 202, 109877.
- Fernández, R. (2022). *Evaluación del desempeño sismorresistente mediante el método no lineal estático pushover del edificio de ingeniería civil de la Universidad Nacional Autónoma Chota, 2018*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota]. <https://repositorio.unach.edu.pe/handle/20.500.14142/239>
- Fernández, R., Yamin, L., D' Ayala, D., Adhikari, R., Reyes, J., Echeverry, J., & Fuentes, G. (2022). A simplified component-based methodology for the seismic vulnerability assessment of school buildings using nonlinear static procedures: application to RC school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1), 1-31. <https://doi.org/https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-022-01445-5>
- Gálvez, M. (2022). *Análisis Estático No Lineal en el Desempeño Sísmico de la Estructura del Edificio Siniestrado Centro Comercial Nicolini–Lima*. [Tesis de grado,

- Universidad Peruana los Andes].
<https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/4507>
- Garcés, J. R. (2017). *Estudio de la vulnerabilidad sísmica en viviendas de uno y dos pisos de mampostería confinada en el barrio San Judas Tadeo II en la ciudad de Santiago de Cali*. [Tesis de grado, Universidad Militar Nueva Granada].
<http://hdl.handle.net/10654/16248>
- Grunwald, C., Khalil, A. A., Schaufelberger, B., Ricciardi, E. M., Pellecchia, C., De Iuliis, E., & Riedel, W. (2018). Reliability of collapse simulation—Comparing finite and applied element method at different levels. *Engineering Structures*, 176, 265-278.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.068>
- Grunwald, C., Khalil, A. A., Schaufelberger, B., Ricciardi, E., Pellecchia, C., De Iuliis, E., & Riedel, W. (2018). Reliability of collapse simulation—Comparing finite and applied element method at different levels. *Engineering Structures*, 176, 265-278.
- Hernández-Sampieri, R., & Mendoza, C. (2018). *Metodología de la investigación. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta · Parte I. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. McGrawHill Education.
<https://doi.org/https://virtual.cuautitlan.unam.mx/rudics/?p=2612>
- Ho-Le, K. (1988). Finite element mesh generation methods: a review and classification. *Computer-aided design*, 20(1), 27-38.
- INACAL. (2017). *NTP 339.171 SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.127. SUELOS. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.128. SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.129. SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (24 de octubre de 2019). *NTP 339.131 SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

- INACAL. (07 de diciembre de 2020). NTP 339.181 CONCRETO. Determinación del número de rebote del concreto endurecido. Método de ensayo. 3a Ed. *Instituto Nacional de Calidad (INACAL)*.
- Inel, M., & Baytam, H. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 28(11), 1494-1502. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.01.017>
- Jiménez, A. I. (2015). *Teoría del campo de compresión aplicada a mampostería confinada con acero de refuerzo*. [Tesis para optar el grado de maestro en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México]. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/8813/Tesis.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Juárez-Luna, G., & Ortiz, P. (2021). Importancia del mallado de elementos finitos de muros de mampostería confinada en el análisis sísmico de edificios. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(4), 712-745. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v26i4.2640>
- Katnam, K., Da Silva, L. F., & Young, T. M. (2013). Bonded repair of composite aircraft structures: A review of scientific challenges and opportunities. *Progress in Aerospace Sciences*, 26-42. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.paerosci.2013.03.003>
- Kunnath, S. K. (2004). Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 19(4), 246-259. <https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2004.00352.x>
- Llamo-Iza, A. W. (2015). *Diseño estructural de una edificación de seis pisos, mediante un análisis lineal controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica del pushover*. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10782>
- Lo, D. (2014). *Finite element mesh generation*. CRC press.
- Lo, S. H. (2002). Finite element mesh generation and adaptive meshing. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(4), 381-399. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/pse.135>
- López, O. A. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*. Geopolis. <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/895>

- Lourenço, P. B., Alvarenga, R. D., & Silva, R. M. (2006). Validation of a simplified model for the design of masonry infilled frames. *International Masonry Society*, 19(1), 15-26. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/1822/6815>
- Mahendran, M. (2017). Applications of finite element analysis in structural engineering. *Proceedings of the International Conference on Computer Aided Engineering*, 1(1), 38-46. <https://doi.org/https://eprints.qut.edu.au/12968/>
- Malena, M., Lorello, M., & de Felice, G. (2023). A macro-element approach for the seismic analysis of monumental buildings. *Procedia Structural Integrity*, 44(1), 2052-2057. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.01.262>
- Marchena, J. (2019). *Determinación y evaluación de las patologías del concreto en columnas, vigas y muros de albañilería confinada del cerco perimétrico de la institución educativa 88038 ubicado en el centro poblado Cascajal Alto, distrito de Chimbote, provincia del Santa*. [Tesis de grado, Universidad Católica los Angeles Chimbote]. <https://hdl.handle.net/20.500.13032/9017>
- Mart Engineers. (2020). *Curso de análisis estático no lineal pushover con el programa ETABS V19*. Mart Engineers.
- MCVS. (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. En Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (págs. 1-32). <https://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Mokhtar, R., Ibrahim, M., Jumaat, M., Hanid, Z., & Rahim, A. (2020). Behaviour of semi-rigid precast beam-to-column connection determined using static and reversible load tests. *Measurement*, 108007. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.measurement.2020.108007>
- Muñoz, O. M. (2020). *Curso Diseño de muros de concreto armado NTE E.060-2009, Pry E.060, 2019 y ACI.318.19 3ra edición*. MHIA Ingenieros.
- MVCS. (2006). E.020 Cargas. En M. d. (MVCS), *Reglamento Nacional de Edificaciones* (págs. 1-8). Instituto de la Construcción y Gerencia. https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_020.pdf
- MVCS. (2006). Norma E.070 "Albañilería". En C. y. Ministerio de Vivienda, *Reglamento Nacional de Edificaciones* (págs. 1-15). Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG). https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_070.pdf

- MVCS. (2009). Norma E.060 Concreto armado. En C. y. Ministerio de Vivienda, *Reglamento Nacional de Edificaciones* (págs. 1-201). Instituto de Construcción y Gerencia (ICG). https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2009_E_060.pdf
- Núñez, F., Ruiz, D., & Cortés, J. (2021). Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos. *Revista ingeniería de construcción*, 36(2). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732021000200173>
- Okereke, M., Keates, S., Okereke, M., & Keates, S. (2018). Finite Element Mesh Generation. *Springer Tracts in Mechanical Engineering*, 165-186. https://doi.org/https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-319-67125-3_6
- Papanikolaou, V. K., & Elnashai, A. S. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology. *Journal of earthquake engineering*, 9(06), 923-941. <https://doi.org/https://www.worldscientific.com/doi/abs/10.1142/S1363246905002420>
- Paredes, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/620673/?sequence=1>
- Parra, M. L., & Briceño, I. I. (2013). Aspectos éticos en la investigación cualitativa. *Revista De Enfermería Neurológica*, 12(3), 118-121. <https://doi.org/https://doi.org/10.51422/ren.v12i3.167>
- Pasala, D., Sarlis, A., Nagarajah, S., Reinhorn, A., Constantinou, M., & Taylor, D. (2013). Adaptive negative stiffness: new structural modification approach for seismic protection. *Journal of structural Engineering*, 1112-1123. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000615](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000615)
- Pastor, B., Calderon, D., & Gonzales, C. (2022). Evaluation of the seismic response using the random vibration theory in three soil profiles of lima, Peru. *Tecnia*, 32(2), 89-100. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.21754/tecnica.v32i2.1420>
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). New York: Wiley. https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/51966691/Seismic_Design_of_Reinforced

- [__Concrete_and_Masonry_Building.pdf?1488287371=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DSEISMIC_DESIGN_OF_REINFORCED_CONCRETE_AN.pdf&Expires=1705620487&Signature=RNwBJvqt](https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=-R2brsWHY4kC&oi=fnd&pg=PR7&dq=The+main+objective+is+to+minimize+risks+to+human+life+and+reduce+property+damage+during+an+earthquake.&ots=2Pz7UktWqr&sig=pguj4vHF-IodaKRXxMgSUTs2wYI#v=onepage&q&f=false)
- Paz, M. (2021). *Dinámica estructural. Teoría y cálculo*. Reverté. <https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=-R2brsWHY4kC&oi=fnd&pg=PR7&dq=The+main+objective+is+to+minimize+risks+to+human+life+and+reduce+property+damage+during+an+earthquake.&ots=2Pz7UktWqr&sig=pguj4vHF-IodaKRXxMgSUTs2wYI#v=onepage&q&f=false>
- Pepper, D. (2005). *The finite element method: basic concepts and applications*. Taylor & Francis. [https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=x01sBgAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=The+finite+element+method+\(FEM\)+is+a+numerical+technique+widely+used+in+engineering+and+applied+sciences+to+solve+problems+in+structural,+thermal,+fluid+dynamic+analysis+and+other+fi](https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=x01sBgAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=The+finite+element+method+(FEM)+is+a+numerical+technique+widely+used+in+engineering+and+applied+sciences+to+solve+problems+in+structural,+thermal,+fluid+dynamic+analysis+and+other+fi)
- Pérez, J. (2022). Análisis de la intensidad sísmica máxima mediante la teoría de Análisis de la intensidad sísmica máxima mediante la teoría de. *Investigación y Desarrollo*, 22(1), 72-78. <https://doi.org/https://doi.org/10.19053/1900771X.v22.n1.2022.14458>
- Ponce, B. (2022). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda típica construida en tapial en el C.P. de Tambillo, Huánuco 2021*. [Tesis de grado, Universidad de Huanuco]. <http://repositorio.udh.edu.pe/123456789/3920>
- Ramirez, E. J. (2020). *Reforzamiento estructural para mejorar el comportamiento sismorresistente en una edificación con fines de ampliación para 5 pisos, Callao 2020*. [Tesis de grado, Universidad César Vallejo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/64810>
- Rasmussen, C., Canfield, R., & Reddy, J. N. (2008). Advantages and Disadvantages of a Simultaneously Coupled Least-Squares Finite Element Formulation for Fluid-Structure Interaction. *In 12th AIAA/ISSMO Multidisciplinary Analysis and Optimization Conference*, 5859. <https://doi.org/https://doi.org/10.2514/6.2008-5859>
- Recuero-Forniés, A. R. (1981). Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado. *Informes de la Construcción*, 32(329), 41-48. <https://doi.org/https://doi.org/10.3989/ic.1981.v32.i329.2254>

- Riva, D. (2021). *Evaluación del desempeño sismorresistente aplicando el método de análisis estático no lineal pushover en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco 2019*. [Tesis de grado, Universidad de Huánuco]. <http://repositorio.udh.edu.pe/123456789/3196>
- Rodríguez, Y. A., & Santiago, D. C. (2017). *Análisis por Colapso Progresivo de una estructura real, ante la ocurrencia de eventos extraordinarios bajo los lineamientos del General Services Administration del año 2013*. [Tesis de grado, Universidad Católica Andrés Bello]. <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6525.pdf>
- Rojas, M., & Vásquez, A. (2020). *Estado del arte del método de los elementos aplicados en la simulación del golpeteo sísmico*. [Tesis de grado, Universidad de Piura]. <https://pirhua.udep.edu.pe/items/64b46737-9a82-4b63-9426-bc901c7e1ceb>
- Rolim, A. (26 de agosto de 2020). *AULA 5 - Carregamento das estruturas de concreto*. portal Concreto Armado : <https://www.concretoarmado.org/post/aula-5-carregamento-das-estruturas-de-concreto>
- Romero-Sánchez, E. (2023). Análisis sísmico de un colegio de tipología lineal. Refuerzo sísmico mediante cruces de San Andrés. *Revista Geoingeniería: Ciencias de la Tierra*, 1(2), 18-24. <https://doi.org/https://revistas.usach.cl/ojs/index.php/geo/article/view/6446>
- Rosenblueth, E. (1952). Teoría estadística de las respuestas sísmicas. *Revista Mexicana de Física*, 1(3), 193-203. <https://doi.org/https://rmf.smf.mx/ojs/index.php/rmf/article/view/616>
- Saldaña , R. (2020). *Nivel de desempeño sísmico de las viviendas proyectadas para el año 2017 - 2018 en la ciudad de Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/3716>
- Salome, E. W. (2022). *Análisis Comparativo de las Teorías de Capacidad de Carga en Cimentaciones Superficiales, Cullpa Alta El Tambo–Huancaayo 2021*. [Tesis de grado, Universidad Peruana los Andes]. <https://hdl.handle.net/20.500.12848/4121>
- Sanchez, C. (2022). *Probabilidad de daño sísmico de los módulos A y B del centro de salud asunción Cajamarca-2021*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/4753>
- Sanchez, J. A. (2017). *Mejoramiento de las estructuras de concreto armado en la construcción del I.E Jesús Divino Maestro - primaria, en Santa Cruz de Flores -*

<https://hdl.handle.net/20.500.12990/2546>

- Shehu, R. (2021). Implementation of Pushover Analysis for Seismic Assessment of Masonry Towers: Issues and Practical Recommendations. *Buildings*, 11(2), 71. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/buildings11020071>
- Soto, J. T. (2015). *Evaluación del desempeño sismorresistente del edificio del Centro Pre Universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <http://hdl.handle.net/20.500.14074/95>
- Steinbrecher, T., & Leubner-Metzger, G. (2017). The biomechanics of seed germination. *Journal of Experimental Botany*, 68(4), 765-783. <https://doi.org/doi:10.1093/jxb/erw428>
- Structural Engineering. (2020). *Concrete column failure types*. Reddit: https://www.reddit.com/r/StructuralEngineering/comments/geju5l/concrete_column_failure_types/?rdt=40025
- Tasmen, T., Sen, M. K., Hossain, N. U., & Kabir, G. (2023). Modelling and assessing seismic resilience of critical housing infrastructure system by using dynamic Bayesian approach. *Journal of Cleaner Production*, 428, 1-10. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.139349>
- Thyagarajan, R. S., & Iwan, W. D. (1990). Performance characteristics of a widely used hysteretic model in structural dynamics. *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 2, 177-186. https://doi.org/https://www.researchgate.net/profile/Ravi-Thyagarajan/publication/312957679_PERFORMANCE_CHARACTERISTICS_OF_A_WIDELY_USED_HYSTERETIC_MODEL_IN_STRUCTURAL_DYNAMICS/links/588b42f792851c02fa5f8ca8/PERFORMANCE-CHARACTERISTICS-OF-A-WIDELY-USED-HYSTERETIC-MODEL-I
- Tian, W., Weng, S., & Xia, Y. (2022). Model updating of nonlinear structures using substructuring method. *Journal of Sound and Vibration*, 521, 1-10. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jsv.2021.116719>
- Vanmarcke, E. (1976). Chapter 8 - Structural Response to Earthquakes. *Developments in Geotechnical Engineering*, 15, 287-337. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41494-6.50011-4>
- Vega, G. (2020). *Simulación de colapso mediante el análisis estático no lineal, vivienda comercio Miura Grill, Chiclayo*. [Tesis de grado, Universidad Señor de Sipán].

- Vlachakis, G., Cervera, M., Barbat, G., & Saloustros, S. (2019). Out-of-plane seismic response and failure mechanism of masonry structures using finite elements with enhanced strain accuracy. *Engineering Failure Analysis*, 1(1), 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.01.017>
- Wang, T., & Hsu, T. T. (2001). Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers & structures*, 79(32), 2781-2791. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00157-2](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00157-2)
- Williams, M. (2016). *Dinámica estructural*. 1st Edition. <https://doi.org/https://doi.org/10.1201/9781315375311>
- Yin, H., & Shi, G. (2018). Finite element analysis on the seismic behavior of fully prefabricated steel frames. *Engineering Structures*, 173, 28-51. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.096>
- Zahir, A., Rizzo, S., Celebi, E., & Stempniewski, L. (2019). Seismic Pushover Analysis of Existing Masonry Structures. *VI International Earthquake Symposium Kocaeli*, 25(27), 423-428. https://www.imb.kit.edu/mb/download/iesko_Paper_fulltext.pdf
- Zambrano, K. (2017). *Comparación de los ensayos de diamantina y esclerómetro de la pavimentación de los jirones Japón, Portugal y Brasil- Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/1003>
- Zhang, Y., Bajaj, C., & Sohn, B. S. (2005). 3D finite element meshing from imaging data. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 194(48-49), 5083-5106. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cma.2004.11.026>
- Zora-Mejía, F. N., & Acevedo-Jaramillo, A. B. (2019). Índice de vulnerabilidad sísmica de escuelas del Área Metropolitana de Medellín, Colombia. *Revista EIA*, 16(32), 195-207. <https://doi.org/https://doi.org/10.24050/reia.v16i32.1035>

CAPÍTULO VII. ANEXOS

Anexo A. Matriz de consistencia

Tesistas: Elmer Antonio Zavaleta Vásquez, René Leiva Saldaña

Tesis: Eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, no lineal y de elementos finitos aplicados al determinar puntos de colapso, colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota, 2023

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología
¿Qué método de análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) o análisis de elementos finitos aplicados es más eficiente para determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota?	<p>Objetivo general Evaluar la eficiencia del análisis sísmico estático-dinámico lineal, análisis estático no lineal (Pushover) y análisis de elementos finitos aplicados al determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota, 2023.</p> <p>Objetivos específicos 1) Realizar el análisis sísmico estático – dinámico lineal del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota, de acuerdo a la norma E.030 (MCVS, 2018), sin utilizar el método de elementos finitos. 2) Realizar el análisis estático no lineal (Pushover) del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota, de acuerdo a la norma ATC-40 (1996), sin utilizar el método de elementos finitos. 3) Realizar el análisis de elementos finitos aplicados previamente al análisis sísmico estático – dinámico lineal y el análisis estático no lineal (Pushover) del colegio Juan Pablo II Sarabamba, Chota. 4) Comparar las derivas, desplazamientos y objetivos de desempeño obtenidos mediante el análisis sísmico lineal con la norma E.030:2018 y no lineal con la norma ATC-40 (1996), tanto con y sin el uso previo del método de elementos finitos aplicados en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota. 5) Comparar el número y ubicación de los primeros puntos de colapso (rótulas plásticas) en el colegio Juan Pablo II identificados mediante el análisis sísmico no lineal con la norma ATC-40 (1996). 6) Analizar las capacidades y limitaciones de los distintos métodos de análisis sísmico (estático-dinámico lineal, estático no lineal (Pushover) y elementos finitos aplicados).</p>	H1: El análisis sísmico por elementos finitos aplicados (previo al análisis estático no lineal) es el método más eficiente para determinar puntos de colapso en el colegio Juan Pablo II, Sarabamba, Chota.	VI Análisis sísmico estático-dinámico lineal, no lineal o de elementos finitos aplicados	Análisis sísmico estático – dinámico con la norma E.030	Derivas	Enfoque: Cuantitativo Tipo: Aplicada Nivel: Explicativo Diseño: Descriptivo Causal Simple
					Desplazamientos	
					Cortante basal estática	
					Cortante basal dinámica	
				Análisis estático no lineal por desempeño	Modos de vibración	
					Espectro de demanda	
					Curva de capacidad	
					Punto de desempeño	
					Objetivos de desempeño	
					Derivas	
			Análisis de elementos finitos aplicados	Desplazamientos	Muestra: Los tres módulos y la escalera de la edificación de la institución educativa secundaria Juan Pablo II del centro poblado Sarabamba, del distrito de Chota, provincia de Chota.	
				Rótulas plásticas		
				Mallado (mesh)		
				Aproximación a la rigidez lateral		
				Aplicación del análisis lineal		
				Aplicación del análisis no lineal		
			VD Puntos de colapso	Rótulas plástica, puntos de falla y puntos de colapso		
				Eficiencia del análisis sísmico		Rótulas plásticas
						Ubicación
						Número
Step						
Masa participativa						
Derivas						
Desplazamientos						
Verificación de los objetivos de desempeño						
Rótulas plásticas						

Anexo B. Ficha de la Institución Educativa Secundaria Juan Pablo II

JUAN PABLO II			
Código modular	1330141	Dirección	Sarabamba
Anexo	0	Localidad	SARABAMBA
Código de local	504500	Centro Poblado	SARABAMBA
Nivel/Modalidad	Secundaria	Área geográfica	Rural
Forma	Escolarizado	Distrito	Chota
Género	Mixto	Provincia	Chota
Tipo de Gestión	Pública de gestión directa	Departamento	Cajamarca
Gestión / Dependencia	Sector Educación	Código de DRE o UGEL que supervisa el S. E.	060004
Director(a)	Vasquez Cusma Elver	Nombre de la DRE o UGEL que supervisa el S.E.	UGEL Chota
Teléfono		Característica (Censo Educativo 2021)	No Aplica
Correo electrónico		Latitud	-6.488266
Página web		Longitud	-78.69568
Turno	Continuo sólo en la mañana		
Tipo de programa	No aplica		
Estado	Activo		



Fuentes de información
 Padrón de Instituciones Educativas, Censo Educativo 2021, Carta Educativa del Ministerio de Educación- Unidad de Estadística y cartografía de OpenStreetMap.

ESTADÍSTICA

Las celdas en blanco indican que la institución educativa no reportó datos o no funcionó el año respectivo.

Matrícula por grado y sexo, 2021

Nivel	Total		1° Grado		2° Grado		3° Grado		4° Grado		5° Grado	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
Secundaria	108	86	19	20	23	23	27	17	24	7	15	19

Matrícula por periodo según grado, 2004-2021

	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021
Total						78	92	107	128	132	144	154	143	147	148	163	172	194
1° Grado						29	24	31	46	36	41	38	21	34	35	44	46	39
2° Grado						17	22	25	29	38	28	35	36	24	33	34	44	46
3° Grado						18	16	20	22	25	36	29	28	34	19	36	32	44
4° Grado						14	17	16	16	19	22	34	26	29	33	17	35	31
5° Grado						0	13	15	15	14	17	18	32	26	28	32	15	34

Docentes, 2004-2021

	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021
Total						4	7	8	6	11	8	7	7	9	8	8	11	11

Anexo C. Panel fotográfico

Fotografía 1 Vista del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 2 Vista del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba: Módulos N° 1 y N° 2



Fotografía 3 Vista del Módulo N° 1 del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 4 Vista del Módulo N° 2 del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 5 Vista del Módulo N° 3 del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 6 Vista de la Escalera del Colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 7 Verificación de las dimensiones de los elementos estructurales en el colegio

Juan Pablo II de Sarabamba: Toma de medidas en vigas



Fotografía 8 Verificación de las dimensiones de los elementos estructurales en el colegio

Juan Pablo II de Sarabamba: toma de medidas en columnas



Fotografía 9 Excavación de Calicata para Estudio de mecánica de suelos



Fotografía 10 Tesista en la Calicata para Estudio de mecánica de suelos



Fotografía 11 Toma de muestras de suelo de una cubica en la calicata de estudio



Fotografía 12 Estudio de Mecánica de Suelos: Copa Casagrande para el ensayo de límite líquido a fin de identificar la plasticidad del suelo



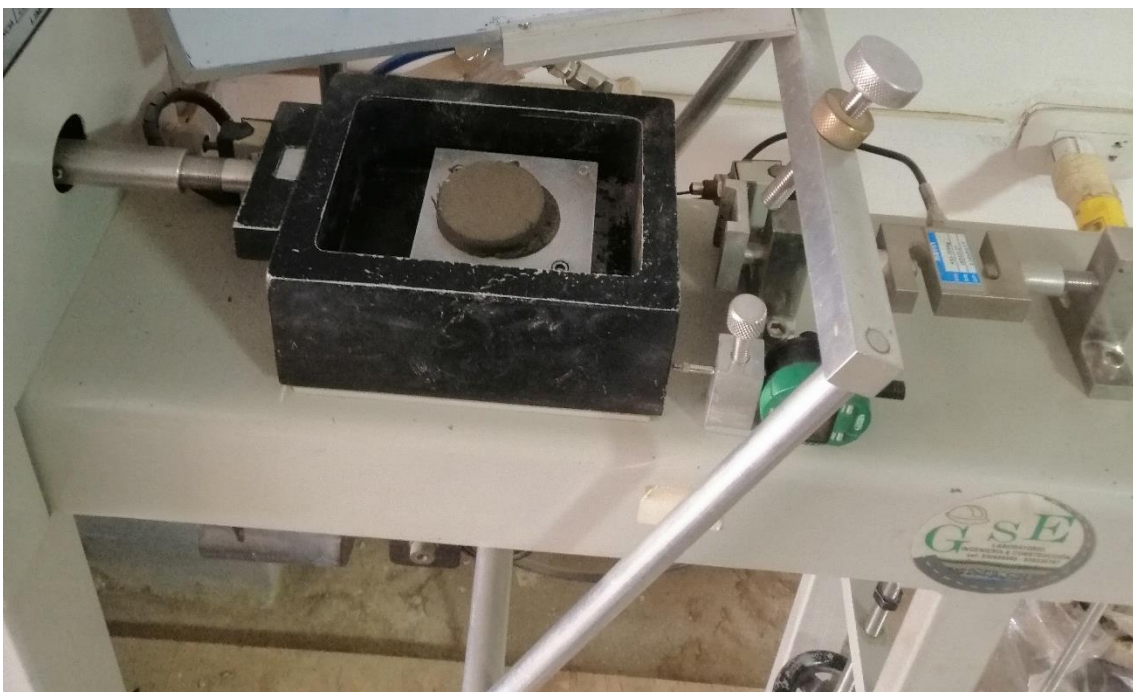
Fotografía 13 Estudio de Mecánica de Suelos: Pasando la muestra de suelo por tamices para el ensayo granulométrico para el ensayo granulométrico



Fotografía 14 Preparación del equipo de corte directo para la prueba de resistencia al corte del suelo de cimentación del colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 15 Muestra de suelo sometida al ensayo de corte directo en el laboratorio GSE de la ciudad de Chota para determinar su cohesión, ángulo de fricción y capacidad portante



Fotografía 16 Ensayo de esclerometría en las vigas del módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II



Fotografía 17 Ensayo de esclerometría en las vigas del módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II



Fotografía 18 Ensayo de resistencia a la compresión del concreto con esclerometría en columnas del módulo N° 2 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba



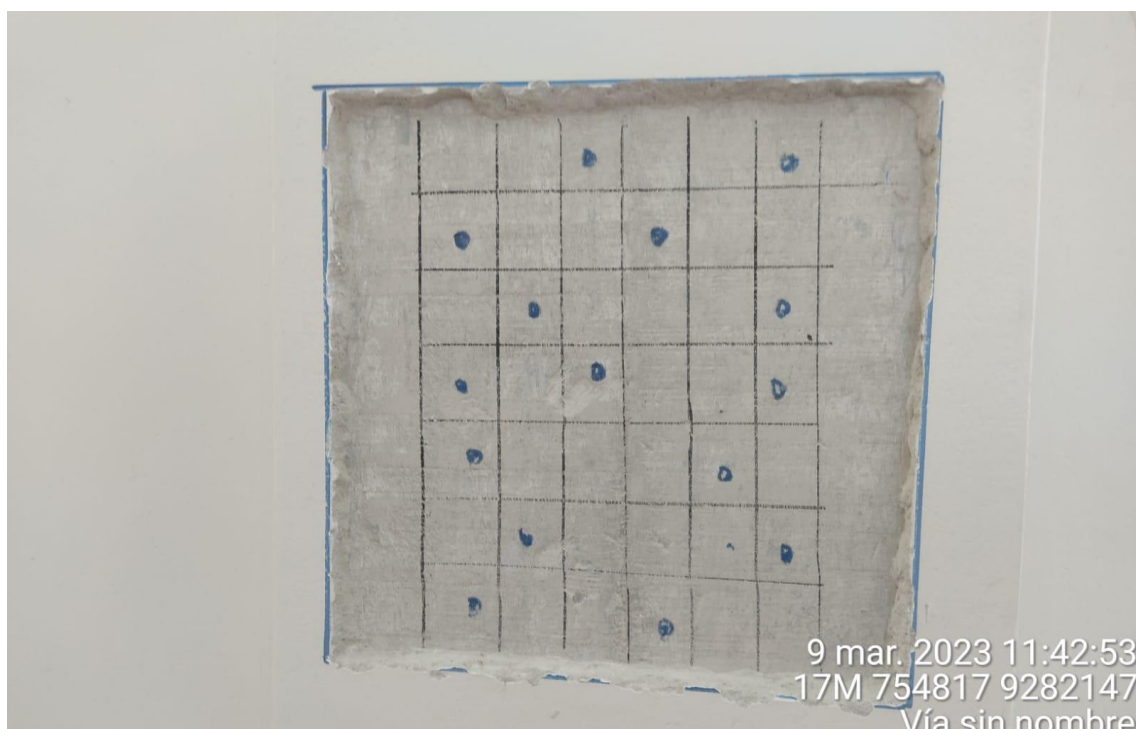
Fotografía 19 Ensayo de resistencia a la compresión del concreto con esclerometría en columnas del módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba



Fotografía 20 Ensayo de resistencia a la compresión del concreto con esclerometría en losas del módulo N° 3 del colegio Juan Pablo II de Sarabamba




Fotografía 21 Cuadro que se realiza después de retirar el tarrajeo en los elementos estructurales para realizar el ensayo de resistencia a la compresión con esclerómetro



Anexo D. Resultado de ensayos

Anexo D.1. Resultado de ensayos de mecánica de suelos

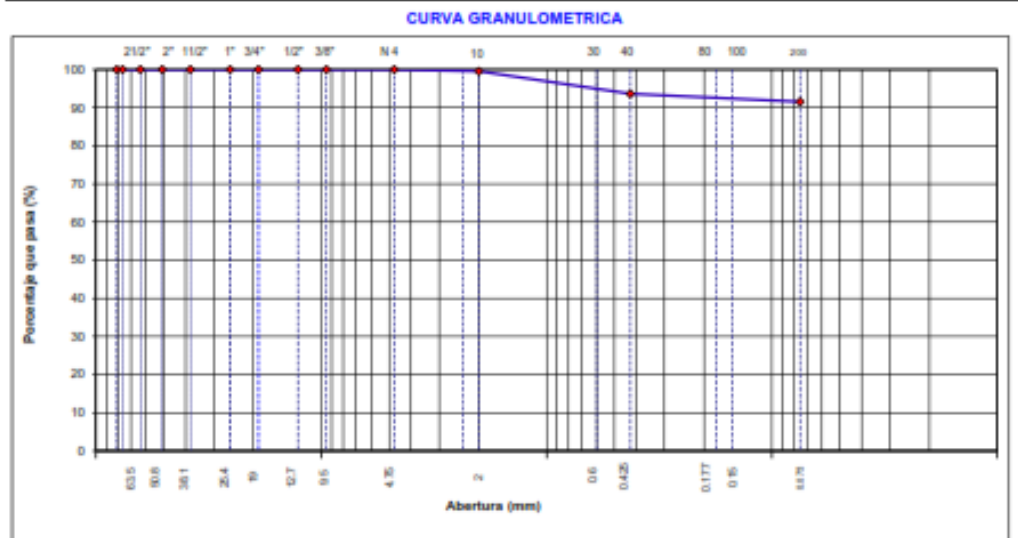
	LABORATORIO DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS
PROYECTO: "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(NORMA: MTC E 187, ASTM D422, AASHTO T88)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
ESTRUCTURA :	ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL	HECHO POR :	L.C.D.
SOLICITANTES :	ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA	ING. RESP. :	G.R.R.
ESTRATO :	TERRENO NATURAL	FECHA :	15/09/2023

DATOS DE LA MUESTRA			
MATERIAL :	EXTRAIDO Y MUESTREADO DE CALICATA	TAMAÑO MÁXIMO :	
CALICATA :	C - 1	MASA INICIAL :	520.0 g
MUESTRA :	M - 1	FRACCIÓN SECA :	520.0 g
UBICACIÓN :	COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA	PROFUND. (M.) :	3.00 m.

TAMIZ	ABERTO (mm)	MASA	RETENIDO	RETENIDO	ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3 1/2"	89.29						A	
3"	76.200							
2 1/2"	63.500							% Masa Material <#4: 0.0%
2"	50.800							% Masa Material <#4: 100.0%
1 1/2"	38.100							Límite Líquido (LL): 54.5
1"	25.400							Límite Plástico (LP): 29.5
3/4"	19.000							Índice Plástico (IP): 25.0
1/2"	12.700							Clasificación(SUCS): MH
3/8"	9.500							Clasific.(AASHTO): A-7-4 (17)
Nº 4	4.750					100.0		
Nº 6	2.360							
Nº 10	2.000	2.3	0.4	0.4	99.6			Contenido de Humedad (%): 15.10
Nº 15	1.190							Materia Orgánica:
Nº 20	0.840							Índice de Consistencia:
Nº 30	0.600							Índice de Líquidez:
Nº 40	0.425	1.60	0.3	6.3	93.7			Descripción del (IC):
Nº 50	0.300							
Nº 60	0.250							
Nº 100	0.150	2.80	0.5	6.9	93.1			
Nº 200	0.075	8.20	1.6	8.5	91.5			OBSERVACIONES:
< Nº 200	FONDO	476.00	91.5	100.0				



Observaciones: LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS POR EL SOLICITANTE.



LABORATORIO DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS

PROYECTO: "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO

(NORMA MTC E 108, ASTM D 2216)

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

ESTRUCTURA	ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL	HECHO POR	: I.C.D
SOLICITANTES	ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	ING. RESP.	: G.R.R
ESTRATO	TERRENO NATURAL	FECHA	: 18-sep-23

DATOS DE LA MUESTRA

MATERIAL	: EXTRAIDO Y MUESTREADO DE CALICATA	MUESTRA	: M - 1
CALICATA	: C- 1	PROF. (M.)	: 3.00 m.
UBICACIÓN	: I.E.S. SAN JUAN - DISTRITO DE CHOTA		

MUESTRA	1			
SUELO HUMEDO + CAPSULA	1600.0			
MASA SUELO SECO + CAPSULA (gr.)	1389.0			
MASA DE CAPSULA (gr.)	0.0			
MASA DEL AGUA	211.0			
MASA DE SUELO SECO	1389.0			
CONTENIDO DE HUMEDAD %	15.19			

PROMEDIO % DE HUMEDAD : 15.19

Observaciones: LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS POR EL SOLICITANTE.



LABORATORIO DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS

PROYECTO: "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

LIMITES DE CONSISTENCIA

(NORMA MTC E 110, ASTM D4318, AASHTO T99; MTC E 111, ASTM D4318, AASHTO T99)

LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

ESTRUCTURA :	ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL	HECHO POR :	I.C.D
SOLICITANTE :	ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	ING. RESP. :	G.R.R
ESTRATO :	TERRENO NATURAL	FECHA :	18-sep-23

DATOS DE LA MUESTRA

MATERIAL :	EXTRAIDO Y MUESTREADO DE CALICATA		
CALICATA :	C-1	MUESTRA :	M-1
UBICACIÓN :	I.E.S. SAN JUAN - DISTRITO DE CHOTA	PROFUNDIDAD :	3.00 m.

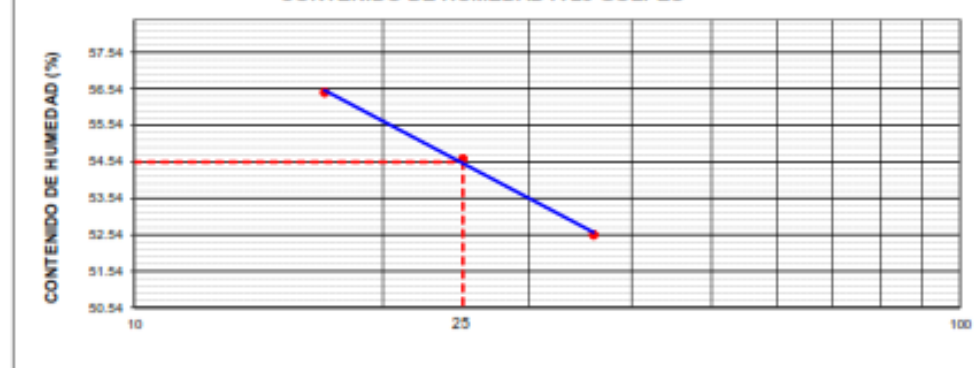
LIMITE LIQUIDO

Nº TARRO		1	2	3	
MASA TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	49.98	49.63	49.30	
MASA TARRO + SUELO SECO	(g)	37.45	37.52	37.63	
MASA DE AGUA	(g)	12.53	12.11	11.67	
MASA DEL TARRO	(g)	15.25	15.35	15.42	
MASA DEL SUELO SECO	(g)	22.20	22.17	22.21	
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	56.44	54.62	52.54	54.53
HUMERO DE GOLPES		17	25	36	26.00

LIMITE PLASTICO

Nº TARRO		2	3		
MASA TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	16.96	16.62		
MASA TARRO + SUELO SECO	(g)	16.52	16.35		
MASA DE AGUA	(g)	2.44	2.27		
MASA DEL TARRO	(g)	8.25	8.63		
MASA DEL SUELO SECO	(g)	8.27	7.72		
CONTENIDO DE DE HUMEDAD	(%)	29.50	29.40	29.45	


CONTENIDO DE HUMEDAD A 25 GOLPES



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	54.5
LIMITE PLASTICO	29.5
INDICE DE PLASTICIDAD	25.0

Observaciones:


LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS POR EL SOLICITANTE.

	LABORATORIO DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS		
	PROYECTO: "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".		
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS			
ESTRUCTURA :	ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL	HECHO POR :	L.C.D
SOLICITANTE :	ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	ING. RESP. :	G.R.R
ESTRATO :	TERRENO NATURAL	FECHA :	18-sep-23
DATOS DE LA MUESTRA			
MATERIAL :	EXTRAIDO Y MUESTREO DE CALICATA		
CALICATA :	C-1	MUESTRA:	M-1
UBICACIÓN :	COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA	PROFUNDIDAD:	3 m
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			

MÉTODO DE ENSAYO	"B"
------------------	-----

Gravedad específica de sólidos	(g)	2.47
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	23.1
Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99931
Gravedad específica de sólidos corregida por T*	(g)	2.47

OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS POR EL SOLICITANTE.

	FORMATO	Código	AE-PO-020
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS ASTM D3080	Versión	01
		Fecha	
		Página	1 de 3

PROYECTO "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

Solicitante : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA Muestreado por : I.C.D
 Atención : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA Ensayado por : G.P.R.
 Ubicación de Proyecto : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA Fecha de Ensayo: 18/09/2023
 Material : LIMOS INORGANICOS DE ALTA PLASTICIDAD Turno: DIA

Código de Muestra : 001 Profundidad: 3.00 m
 Sondaje / Calicata : 01 Norte: 0274510
 N° de Muestra : M-1 Este: 760303
 Estructura : ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Cota: 2422 m.s.n.m.

DATOS DEL ESPECIMEN	I	II	III
Altura de la muestra (mm)	23.59	23.60	23.61
Diámetro (mm)	60.59	60.60	60.60
Área inicial (cm ²)	28.83	28.84	28.84
Volumen de la muestra (cm ³)	68.02	68.07	68.10

DATOS DEL ESPECIMEN	I	II	III
Masa húmeda de la muestra + Masa del anillo (g)	205.30	204.50	205.30
Masa del anillo (g)	84.3	84.3	84.3
Masa de la muestra húmeda (g)	121.00	120.2	121
Masa de la muestra seca (g)	103.59	103.45	103.60
Contenido de humedad (%)	16.91	16.19	16.80
Densidad húmeda (g/cm ³)	1.779	1.767	1.779
Densidad seca (g/cm ³)	1.522	1.521	1.523

	ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2		ESPECIMEN 3	
Altura Inicial:	23.6	mm	23.6	mm	23.6	mm
Diámetro de muestra:	60.6	mm	60.6	mm	60.6	mm
Área Inicial:	28.8	cm ²	28.8	cm ²	28.8	cm ²
Densidad Seca:	1.522	g/cm ³	1.521	g/cm ³	1.523	g/cm ³
Humedad:	16.9	%	16.2	%	16.8	%
Masa Normal:	1.452	kg	2.910	kg	4.355	kg
Esfuerzo Normal:	0.50	kg/cm ²	1.01	kg/cm ²	1.51	kg/cm ²
Deformación horizontal (mm)						
Deformación vertical (mm)						
Carga (kgf)						
0.00		0.00		0.00		0.00
0.25		0.95		1.45		2.65
0.50		1.21		1.95		3.52
0.75		1.35		2.45		4.58
1.00		1.56		2.85		5.36
1.50		1.85		3.65		6.56
2.00		2.21		4.25		7.54
2.50		2.35		4.85		8.65
3.00		2.52		5.21		9.35
3.50		3.32		5.96		9.95
4.00		3.52		6.32		10.52
4.50		4.12		6.85		11.25
5.00		4.52		7.65		11.85
5.50		5.32		8.35		12.58
6.00		5.63		8.85		13.57
6.50		6.12		9.25		14.85
7.00		6.58		9.85		15.32
7.50		6.89		10.52		15.85
8.00		7.21		11.25		16.21
8.50		7.54		11.85		16.68
9.00		8.15		12.54		17.35
9.50		8.56		13.25		17.85
10.00		9.35		13.85		18.10

OBSERVACIONES:
 Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia Técnica de GSE LABORATORIO INGENIERIA

	INFORME	Código	AE-PO-020
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS ASTM D3080	Versión	01
		Fecha	
		Página	2 de 3


PROYECTO	"EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023"		
Solicitante	: ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	Muestreado por	: I.C.D
Alocación	: ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	Ensayado por	: G.F.R
Ubicación de Proyecto	: COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA	Fecha de Ensayo	: 18/09/2023
Material	: LIMOS INORGANICOS DE ALTA PLASTICIDAD	Turno	: DIA
Código de Muestra	: 001	Profundidad	: 3.00 m
Sondaje / Calicata	: 01	Norte	: 9274510
N° de Muestra	: M-1	Este	: 760303
Estructura	: ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL	Cota	: 2422 m.s.n.m.

ESPECIMEN 1			VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura Inicial:	23.6	mm	Altura Inicial:	23.6	mm	Altura Inicial:	23.6	mm	Altura Inicial:	23.6	mm
Lado de caja:	60.6	mm	Lado de caja:	60.6	mm	Lado de caja:	60.6	mm	Lado de caja:	60.6	mm
Área Inicial:	28.6	cm ²	Área Inicial:	28.6	cm ²	Área Inicial:	28.6	cm ²	Área Inicial:	28.6	cm ²
Densidad Seca:	1.522	g/cm ³	Densidad Seca:	1.522	g/cm ³	Densidad Seca:	1.523	g/cm ³	Densidad Seca:	1.523	g/cm ³
Humedad Inic:	16.9	%	Humedad Inic:	16.9	%	Humedad Inic:	16.8	%	Humedad Inic:	16.8	%
Esf. Normal:	0.50	kg/cm ²	Esf. Normal:	1.01	kg/cm ²	Esf. Normal:	1.51	kg/cm ²	Esf. Normal:	1.51	kg/cm ²
Esf. Corte:	0.32	kg/cm ²	Esf. Corte:	0.46	kg/cm ²	Esf. Corte:	0.63	kg/cm ²	Esf. Corte:	0.63	kg/cm ²

Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Norm. (kN)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Norm. (kN)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Norm. (kN)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.41	0.03	0.08	0.41	0.06	0.08	0.41	0.09	0.08
0.83	0.04	0.11	0.83	0.07	0.09	0.83	0.12	0.10
1.24	0.05	0.12	1.24	0.08	0.11	1.24	0.15	0.13
1.65	0.05	0.13	1.65	0.10	0.12	1.65	0.19	0.15
2.46	0.06	0.16	2.46	0.13	0.16	2.46	0.23	0.19
3.30	0.08	0.19	3.30	0.15	0.18	3.30	0.26	0.21
4.13	0.08	0.20	4.13	0.17	0.20	4.13	0.30	0.24
4.95	0.09	0.21	4.95	0.18	0.22	4.95	0.32	0.26
5.78	0.12	0.27	5.78	0.21	0.25	5.78	0.35	0.27
6.60	0.12	0.29	6.60	0.22	0.26	6.60	0.36	0.29
7.43	0.14	0.33	7.43	0.24	0.28	7.43	0.39	0.30
8.25	0.16	0.36	8.25	0.27	0.31	8.25	0.41	0.32
9.08	0.18	0.42	9.08	0.29	0.33	9.08	0.44	0.33
9.90	0.20	0.44	9.90	0.31	0.35	9.90	0.47	0.36
10.73	0.21	0.46	10.73	0.32	0.36	10.73	0.52	0.39
11.55	0.23	0.51	11.55	0.34	0.38	11.55	0.53	0.40
12.38	0.24	0.53	12.38	0.36	0.40	12.38	0.55	0.41
13.20	0.25	0.55	13.20	0.39	0.43	13.20	0.56	0.41
14.03	0.26	0.57	14.03	0.41	0.45	14.03	0.58	0.42
14.85	0.28	0.61	14.85	0.43	0.47	14.85	0.60	0.43
15.68	0.30	0.63	15.68	0.46	0.49	15.68	0.62	0.44
16.50	0.32	0.68	16.50	0.46	0.51	16.50	0.63	0.44

OBSERVACIONES:
Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia Técnica de GSE LABORATORIO INGENIERIA

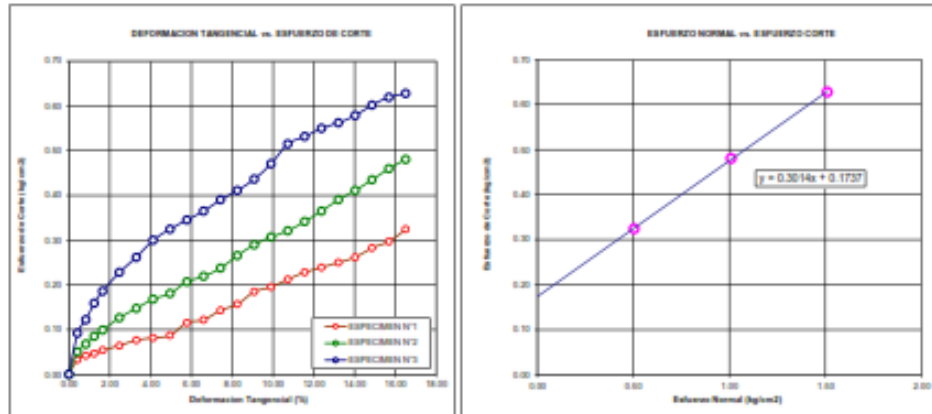
GSE LABORATORIO INGENIERIA Y CONSTRUCCION SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	CQC - LEM
Nombre y firma:	Nombre y firma:	Nombre y firma:

	INFORME	Código	AE-PO-020
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN SUELOS ASTM D3080	Versión	01
		Fecha	
		Página	3 de 3

Proyecto	EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO - DÍAMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023.		
Solicitante	: ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	Muestreado por :	I.C.D
Atención	: ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA	Ensayado por :	G.R.R
Ubicación de Proyecto	: COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA	Fecha de Ensayo:	18/09/2023
Material	: LIMOS INORGANICOS DE ALTA PLASTICIDAD	Tiempo:	DIA
Código de Muestra	: 001	Profundidad:	3.00 m
Sondeo / Calicata	: 01	Norte:	9274510
N° de Muestra	: M-1	Este:	7603003
Estructura	: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO - DÍAMICO LINEAL, NO LINEAL	Cota:	2422 ms.n.m

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS
ASTM D3080**

VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min



Resultados:
 Cohesión C : 0.30 kg/cm²
 Angulo de fricción (φ) : 9.9°

OBSERVACIONES:

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia Técnica de GSE LABORATORIO INGENIERIA

GSE LABORATORIO INGENIERIA Y CONSTRUCCIÓN SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	CDC - LEM
Nombre y firma:	Nombre y firma:	Nombre y firma:



ENSAYO DE LABORATORIO SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTOS

GSE LABORATORIO INGENIERIA Y CONSTRUCCION SAC
 RUC: 20690442235
 DIRECCION: J.L. ANAXIMANDRO YUGA #903 CHOTA - CAJAMARCA
 CORREO: gselaboratorio2019@gmail.com, CEL: 938666992

(Norma NTP 339.171)

PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANALISIS SISMICO ESTADICO - DIAMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023.
UBICACION : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
EXPLORACION : 01
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD : 3.00
COORDENADAS : NORTE: 9274510 ESTE: 760303 2422 ms n.m.
SOLICITANTE : ELMER ANTONIO ZAVALETA VASQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA
RESP. DE LAB : G.P.R.
FECHA : 18/09/2023
ESTADO : REMOLDEADA

Densidad Humada g/cm^3 = 1.78
 Cohesion del Suelo kg/cm^2 = 0.30
 Angulo de Friccion, ϕ , ° = 9.83
 Profundidad de Cimentacion, D_f , m = 1.30 m
 Ancho de Cimentacion, B , m = 1.30 m

SEGUN FORMULA DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI (1943)

Formulas de capacidad de Carga

	Para falla General	Para falla Local
Cimentacion corrida	$q_u = c'N_c + gDN_u + 0.3gBN_u$	$q_u = 2/3 c'N_c + gDN_u + 0.3gBN_u$
Cimentacion cuadrada	$q_u = 1.3c'N_c + gDN_u + 0.4gBN_u$	$q_u = 2/3 \times 1.3c'N_c + gDN_u + 0.4gBN_u$
Cimentacion circular	$q_u = 1.3c'N_c + gDN_u + 0.3gBN_u$	$q_u = 2/3 \times 1.3c'N_c + gDN_u + 0.3gBN_u$

Factores de Capacidad de Carga			Factor de Seguridad =
	General	Local	
N_c	9.55	7.98	3
N_q	2.66	1.93	
N_g	1.02	0.58	

Capacidad de Carga	Falla Local (kg/cm^2)	
	q_u	$q_{u,lim}$
Cimentacion corrida	2.19	0.73
Cimentacion cuadrada	2.66	0.89

Observaciones

Anexo D.2. Resultado de ensayos de esclerometría



ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

ESTADÍSTICA DE RESULTADOS DEL ENUNO DEL ESCLEROMETRO

PROYECTO : "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA

ESTRUTURA : PABELLON N°01

F'c (kg/cm²) : 210

EQUIPO : ESCLEROMETRO

MARCA : FORNEY

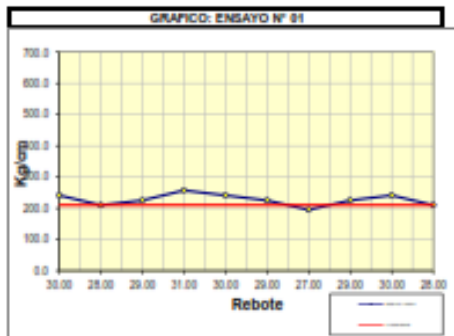
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA

RES. LAB. : G.R.R
HECHO POR : G.R.R
FECHA : 21/08/2023

Ang. de prueba: 90°

COLUMNA (PUNTO N° 01)			
No.	Direccion		Kg./cm ²
	Rebote	Validas	
1	30.00	30.00	241.0
2	28.00	28.00	210.0
3	29.00	29.00	225.0
4	31.00	31.00	257.0
5	30.00	30.00	241.0
6	29.00	29.00	225.0
7	27.00	27.00	199.0
8	29.00	29.00	225.0
9	30.00	30.00	241.0
10	28.00	28.00	210.0

Promedio	29.1	29	
Promedio Resistencia		227.0	kg/cm ²
Desv. Stand.		15.6	kg/cm ²
Coef. Variación		6.2	%
Resistencia % (F'c)		108.1	kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

LABORATORIO DE BARRIDOS POR DEBIDO
DEL ESCLEROMETRO

PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA

ESTRUTURA : PABELLON N°01

F'c (kg/cm²) : 210

EQUIPO : ESCLEROMETRO

MARCA : FORNEY

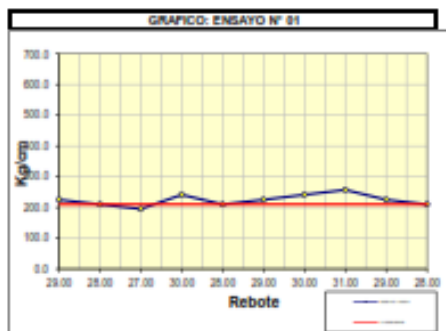
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA

RES. LAB. : G.R.R
HECHO POR : G.R.R
FECHA : 21/05/2023

Ang. de prueba: 90°

WGAS (PUNTO N° 02)			
No.	Direccion		Horizontal
	Rebote	Valores	Kg/cm ²
1	29.00	29.00	225.0
2	28.00	28.00	210.0
3	27.00	27.00	195.0
4	30.00	30.00	241.0
5	28.00	28.00	210.0
6	29.00	29.00	225.0
7	30.00	30.00	241.0
8	31.00	31.00	257.0
9	29.00	29.00	225.0
10	28.00	28.00	210.0

Promedio	29.0	29	
Promedio Resistencia		223.9	Kg/cm ²
Desv. Stand.		15.6	Kg/cm ²
Coef. Variacion		6.9	%
Resistencia % (F'c)		106.6	Kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

LEVANTAMIENTO DE RESISTENCIAS FF. POR MEDIO DEL ESCLENOMETRO

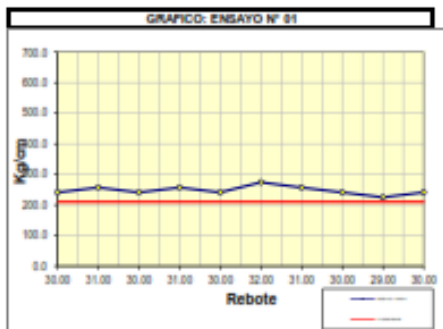
PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023.
UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
ESTRUTURA : PABELLON N°01
F'c (kg/cm2) : 210
EQUIPO : ESCLENOMETRO
MARCA : FORNEY
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA

RES. LAB. : G.R.R
HECHO POR : G.R.R
FECHA : 21/08/2023

Ang. de prueba: 90°

LOSA ALIGERADA (PUNTO N° 03)			
No	Direccion		Resistencia (kg/cm ²)
	Rebote	Horizontal	
1	30.50	31.00	241.0
2	31.00	31.00	257.0
3	30.50	30.50	241.0
4	31.00	31.00	257.0
5	30.50	30.50	241.0
6	32.00	32.00	274.0
7	31.00	31.00	257.0
8	30.50	30.50	241.0
9	29.50	29.50	225.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	30.4	30	
Promedio Resistencia		247.5	kg/cm ²
Desv. Stand.		13.7	kg/cm ²
Coef. Variación		5.5	%
Resistencia % (F'c)		117.9	kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

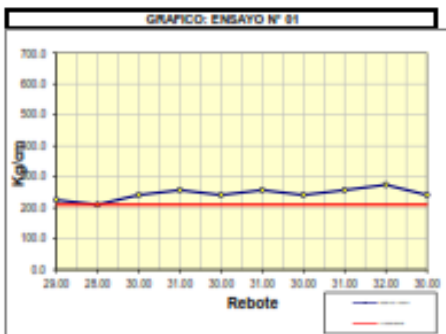
LAVAMIENTO DE RESERVOIRIOS POR COLAPSO DEL ESCLENDOMETRO

PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023.
UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
ESTRUCTURA : PABELLON N°02
F'c (kg/cm²) : 210
EQUIPO : ESCLENDOMETRO
MARCA : FORNEY
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA
RES. LAB. : G.P.R.
HECHO POR : G.P.R.
FECHA : 21/08/2023

Ang. de prueba: 90°

COLUMNA (PUNTO N° 01)			
Dirección		Horizontal	
No.	Rebote	Valores	Med (kg)
1	29.00	29.00	225.0
2	28.00	28.00	210.0
3	30.00	30.00	241.0
4	31.00	31.00	257.0
5	30.00	30.00	241.0
6	31.00	31.00	257.0
7	30.00	30.00	241.0
8	31.00	31.00	257.0
9	30.00	30.00	241.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	30.2	30	
Promedio Resistencia		244.4	kg/cm ²
Desv. Stand		15.1	kg/cm ²
Coef. Variación		7.4	%
Resistencia % (F'c)		116.4	kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

LEVANTAMIENTO DE RESISTENCIA F_c POR MÉTODO DEL ESCLEROMETRO

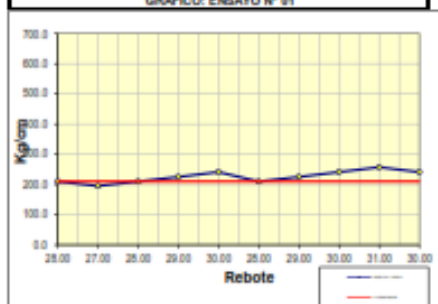
PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".
UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
ESTRUTURA : PABELLON N°02
F'c (kg/cm²) : 210
EQUIPO : ESCLEROMETRO
MARCA : FORNEY
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA
RES. LAB. : G.P.R
HECHO POR : G.P.R
FECHA : 21/08/2023

Ang. de prueba: 90°

WGAS (PUNTO N° 02)			
Direccion		Horizontal	
No.	Rebote	Validas	Kg/cm ²
1	25.00	25.00	210.0
2	27.00	27.00	195.0
3	28.00	28.00	210.0
4	29.00	29.00	225.0
5	30.00	30.00	241.0
6	29.00	29.00	210.0
7	28.00	28.00	225.0
8	30.00	30.00	241.0
9	31.00	31.00	257.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	29	29	
Promedio Resistencia		225.5	kg/cm ²
Desv. Stand.		12.3	kg/cm ²
Coeff. Variacion		5.6	%
Resistencia % (F'c)		107.4	kg/cm ²

GRAFICO: ENSAYO N° 01





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

LEVANTAMIENTO DE RESULTADOS POR FICHERO DEL ESCLEROMETRO

PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA

ESTRUTURA : PABELLON N°02

F'c (kg/cm²) : 210

EQUIPO : ESCLEROMETRO

MARCA : FORNEY

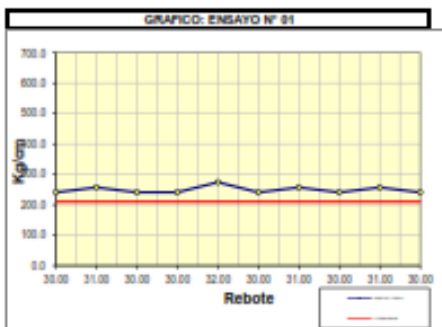
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA

RES. LAB. : G.R.R
HECHO POR : G.R.R
FECHA : 21/05/2023

Ang. de prueba: 90°

LOSA ALIGERADA (PUNTO N° 03)			
Direccion		Horizontal	
No.	Rebote	Validez	Res. (kg/cm ²)
1	30.00	30.00	241.0
2	31.00	31.00	257.0
3	30.00	30.00	241.0
4	30.00	30.00	241.0
5	32.00	32.00	274.0
6	30.00	30.00	241.0
7	31.00	31.00	257.0
8	30.00	30.00	241.0
9	31.00	31.00	257.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	30.5	31	
Promedio Resistencia		248.1	kg/cm ²
Desv. Stand.		11.6	kg/cm ²
Coef. Variación		4.6	%
Resistencia % (f'c)		118.6	kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

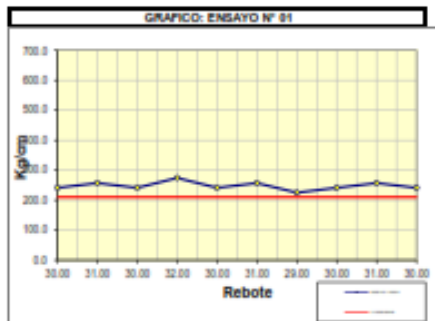
ELABORADO POR: **HERNANDEZ FORZADO**
DEL ESCLEROMETRO

PROYECTO : "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO - DINÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".
UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
ESTRUCTURA : RABELLON N°03
F'c (kg/cm²) : 210
EQUIPO : ESCLEROMETRO
MARCA : FORNEY
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA
RES. LAB. : G.P.R.
HECHO POR : G.P.R.
FECHA : 21/05/2023

Ang. de prueba: 90°

COLUMNA (PUNTO N° 01)			
No.	Dirección		Horizontal
	Rebote	Valores	Kg/cm ²
1	30.00	31.00	241.0
2	31.00	31.00	257.0
3	30.00	30.00	241.0
4	32.00	32.00	274.0
5	30.00	30.00	241.0
6	31.00	31.00	257.0
7	30.00	30.00	241.0
8	30.00	30.00	241.0
9	31.00	31.00	257.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	30.4	30	
Promedio Resistencia		247.5	Kg/cm ²
Coeff. Stand.		13.7	Kg/cm ²
Coeff. Variación		5.5	%
Resistencia % (F'c)		117.9	Kg/cm ²





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA
DEL ESCLEOMETRO

PROYECTO : "EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023".

UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA

ESTRUCTURA : BABELLON N°03

F'c (Kg/cm²) : 210

EQUIPO : ESCLEOMETRO

MARCA : FORNEY

SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALETA VÁSQUEZ Y RENE LEVA SALDAÑA

RES. LAB. : G.R.R

HECHO POR : G.R.R

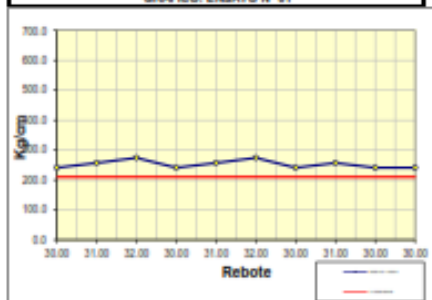
FECHA : 21/05/2023

Ang. de prueba: 90°

VGAS (PUNTO N° 02)			
No.	Direccion		Kg/cm ²
	Rebote	Validad	
1	30.00	31.00	241.0
2	31.00	31.00	257.0
3	32.00	32.00	274.0
4	30.00	30.00	241.0
5	31.00	31.00	257.0
6	32.00	32.00	274.0
7	30.00	30.00	241.0
8	31.00	31.00	257.0
9	30.00	30.00	241.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	30.7	31	
Promedio Resistencia		252.4	Kg/cm ²
Desv. Stand		13.5	Kg/cm ²
Coef. Variación		5.4	%
Resistencia % (F'c)		120.2	Kg/cm ²

GRAFICO: ENSAYO N° 01





ENSAYOS DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO

ESTABLECIMIENTO DE REFERENCIAS DE PUNTO DE DEL ESCLEROMETRO

PROYECTO : EFICIENCIA DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO - DIÁMICO LINEAL, NO LINEAL Y DE ELEMENTOS APLICADOS AL DETERMINAR PUNTOS DE COLAPSO, COLEGIO JUAN PABLO II, SARABAMBA, CHOTA, 2023.
UBICACIÓN : COLEGIO JUAN PABLO II SARABAMBA - CHOTA
ESTRUCTURA : PABELLON N°03
F'c (kg/cm²) : 210
EQUIPO : ESCLEROMETRO
MARCA : FORNEY
SOLICITANTES : ELMER ANTONIO ZAVALTA VÁSQUEZ Y RENE LEIVA SALDAÑA

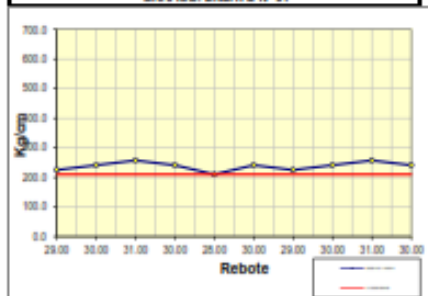
RES. LAB. : G.R.R
HECHO POR : G.R.R
FECHA : 21/05/2023

Ang. de prueba: 90°

LOSA ALIGERADA (PUNTO N° 83)			
No.	Dirección		Horizontal
	Rebote	Validez	Kg/cm ²
1	29.00	29.00	225.0
2	30.00	30.00	241.0
3	31.00	31.00	257.0
4	30.00	30.00	241.0
5	28.00	28.00	230.0
6	30.00	30.00	241.0
7	29.00	29.00	225.0
8	30.00	30.00	241.0
9	31.00	31.00	257.0
10	30.00	30.00	241.0

Promedio	29.8	30	
Promedio Resistencia		237.9	Kg/cm ²
Desv. Stand		14.5	Kg/cm ²
Coef. Variación		6.1	%
Resistencia % (F'c)		113.3	Kg/cm ²

GRAFICO: ENSAYO N° 81



Anexo E. Determinación del puntal diagonal equivalente para el análisis sísmico no lineal en muros de albañilería

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$$

$$f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 100.0 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.25 \text{ m}^2 \quad L := 3.880 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.021 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.70 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 3.50 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 0.835 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 4.584 \text{ m} \quad hm := H - h_{viga} \quad Lm := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 327.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.8 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 3.63 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \text{atan} \left(\frac{hinf}{Linf} \right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{(Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta))}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.614 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.591 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 75.051 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ae}{rinf} \right) = 17723.074 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$$

$$f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 100.0 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.25 \text{ m}^2 \quad L := 7.10 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.021 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.70 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 3.50 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 1.576 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 7.4 \text{ m} \quad hm := H - h_{viga} \quad Lm := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 618.409 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.8 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 6.85 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \operatorname{atan}\left(\frac{hinf}{Linf}\right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.567 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.985 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 125.121 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ac}{rinf}\right) = 10979.479 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$$

$$f'_m := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_m := 500 \cdot f'_m = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad G_m := 0.20 \cdot E_m = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 100 \text{ cm} \quad A_c := b \cdot h = 0.25 \text{ m}^2 \quad L := 3.88 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.021 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.70 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 3.50 \text{ m} \quad A_m := t \cdot (L - b) = 0.835 \text{ m}^2 \quad I_m := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 4.584 \text{ m} \quad h_m := H - h_{viga} \quad L_m := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot E_m \cdot I_m} + \frac{H}{G_m \cdot A_m} \right)^{-1} = 327.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.8 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 3.63 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \operatorname{atan}\left(\frac{hinf}{Linf}\right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{(Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta))}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.614 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.591 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 75.051 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ae}{rinf}\right) = 17723.074 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$$

$$f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 100 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.25 \text{ m}^2 \quad L := 3.88 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.021 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.70 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 3.50 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 0.835 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 4.584 \text{ m} \quad hm := H - h_{viga} \quad Lm := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 327.712 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.8 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 3.63 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \text{atan}\left(\frac{hinf}{Linf}\right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.614 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.591 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 75.051 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ae}{rinf}\right) = 17723.074 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$$

$$f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 35 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.088 \text{ m}^2 \quad L := 2.95 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.40 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 2.90 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 0.621 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 3.68 \text{ m} \quad h_m := H - h_{viga} \quad L_m := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 424.413 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.5 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 2.7 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \text{atan}\left(\frac{hinf}{Linf}\right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf}\right)^{\frac{1}{4}} = 1.4 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.368 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 46.723 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ae}{rinf}\right) = 7728.266 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$$

$$f'm := 36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 18000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 3600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 35 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.088 \text{ m}^2 \quad L := 2.95 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.20 \text{ m}$$

$$t := 13 \text{ cm} \quad H := 2.30 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 0.351 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 3.421 \text{ m} \quad hm := H - h_{viga} \quad Lm := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 86.377 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.1 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 2.7 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \operatorname{atan} \left(\frac{hinf}{Linf} \right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{(Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta))}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.086 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.415 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f' \cdot m \cdot Ae = 16.511 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ac}{rinf} \right) = 4604.555 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

DIAGONAL EQUIVALENTE MANPOSTERÍA

Datos:

$$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Es := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.002 \quad n := \frac{Es}{Ec} = 9.661$$

$$f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Gm := 0.20 \cdot Em = 6500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 40 \text{ cm} \quad Ac := b \cdot h = 0.1 \text{ m}^2 \quad L := 4.68 \text{ m} \quad I_{col} := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$h_{viga} := 0.70 \text{ m}$$

$$t := 23 \text{ cm} \quad H := 3.5 \text{ m} \quad Am := t \cdot (L - b) = 1.019 \text{ m}^2 \quad Im := (L - b) \cdot \frac{t^3}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$L_{diag} := \sqrt{(L - b)^2 + (H - h_{viga})^2} = 5.241 \text{ m} \quad h_m := H - h_{viga} \quad L_m := L - b$$

Modelo Columna Ancha

$$\beta := 12 \quad K := \left(\frac{H^3}{\beta \cdot Em \cdot Im} + \frac{H}{Gm \cdot Am} \right)^{-1} = 399.935 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Modelo FEMA 356

$$hcol := H \quad hinf := hm = 2.8 \text{ m} \quad Efc := Ec \quad Emc := Em$$

$$Linf := Lm = 4.43 \text{ m} \quad rinf := Ldiag \quad tinf := t \quad \theta := \text{atan}\left(\frac{hinf}{Linf}\right)$$

$$\lambda_1 := \left(\frac{(Emc \cdot tinf \cdot \sin(2 \cdot \theta))}{4 Efc \cdot Icol \cdot hinf}\right)^{\frac{1}{4}} = 1.201 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot hcol)^{-0.4} \cdot rinf = 0.516 \text{ m} \quad a: \text{Ancho equivalente}$$

$$Ae := a \cdot t \quad Pd := 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot Ae = 65.623 \text{ tonnef}$$

$$Km := Em \cdot \left(\frac{Ac}{rinf}\right) = 6201.466 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Anexo F. Análisis estático

ANALISIS ESTATICO MÓDULO N° 1

I) ANALISIS ESTATICO

Periodo.

Hn= Desde el nivel 0+00
 Ctx= Edificios de concreto armado duales
 Cty= Edificios de Albañileria

Periodo Fundamental de Vibración

Hn= 12.12
 Ctx= 35
 Cty= 60

Tx= 0.35 seg
 Ty= 0.20 seg

E-030

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



Los parametros sismicos

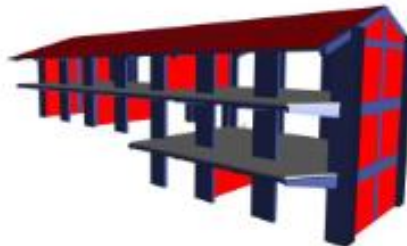


Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.25
3	0.35
2	0.50
1	0.70

Z= 0.25
 U= 1.50
 S= 1.20
 C=
 R=



	TP	T	TL
S2	0.6		2

Coeficiente de reducción "R"

Factor de Irregularidad en altura
 Factor de Irregularidad en planta

Ia= 1.00
 Ip= 1.00

Rx= 8.00
 Ry= 3.00

Pórtico de concreto armado
 Albañileria

Cálculo de amplificación sísmica "C"

Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

Tx= 0.35
Ty= 0.20
Tp= 0.60

Cx =	2.5
Cy =	2.5

Calculo del factor C "Coef. Cortante"

EN ETABS

Cx=ZUSCx/R = 0.1406
Cy=ZUSCy/R = 0.375

El valor de C/R no debera considerarse menor que:

en el eje X	C/R ≥ 0.11	0.313	OK
en el eje Y	C/R ≥ 0.11	0.833	OK

Fuerza en la base.

Fuerza cortante en la base de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Masa y pesos de la estructura

Nº	Masa (Kgf-s2/m)		peso (Kgf)	
	X	Y	X	Y
Piso 3	19029.89	19029.89	186620.42	186620.42
Piso 2	43471.43	43471.43	426311.27	426311.27
Piso 1	17672.80	17672.80	175273.19	175273.19

Peso en X= 788204.88 Peso en y= 788204.88

La fuerza cortante en X : Vx= 110841.31 110.84ton

La fuerza cortante en Y : Vy= 295576.83 295.58ton

Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Está determinado por la siguiente expresión

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

V= Cortante basal
al = Factor de F
n= numero de pisos

K: es un exponente relacionado con el periodo de fundamental de vibración de la estructura (T).

$$T \leq 0.5 \rightarrow k = 1.0$$

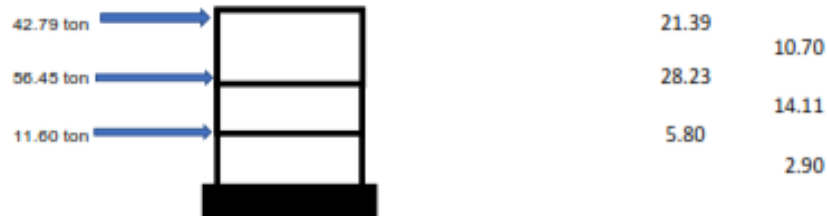
$$T > 0.5 \rightarrow k = 0.75 + 0.5T \leq 2.0$$

Kx= 1
Ky= 1

Fuerza sísmica en dirección X

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
Piso 3	166620.42	12.12	2261839.52	0.39	42766.30	42.79
Piso 2	426311.27	7.00	2984176.91	0.51	56450.51	56.45
Piso 1	175273.19	3.50	613456.16	0.10	11604.50	11.60
$\Sigma = P. Ed.$	788204.88	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	5859474.58	1.00	110841.31	110.84

Grafico de la fuerzas en la altura



Fuerza sísmica en dirección y

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
3	166620.42	12.12	2261839.52	0.39	114096.61	114.10
2	426311.27	7.00	2984176.91	0.51	150534.66	150.53
1	175273.19	3.50	613456.16	0.10	30945.34	30.95
$\Sigma = P. Ed.$	788204.88	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	5859474.58	1.00	295576.63	295.56

Grafico de la fuerzas en la altura



ANÁLISIS ESTÁTICO MÓDULO N° 2

I) ANÁLISIS ESTÁTICO

Periodo.

Hn= Desde el nivel 0+00
 Ctx= Edificios de concreto armado duales
 Cty= Edificios de Albañilería

Periodo Fundamental de Vibración

Hn= 8.02
 Ctx= 35
 Cty= 60

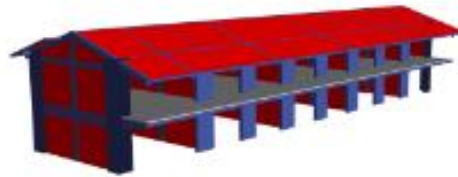
Tx= 0.25 seg
 Ty= 0.14 seg

E-030

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



Los parametros sismicos



ZONA	Z
3	0.45
2	0.55
1	0.80

Z= 0.25
 U= 1.50
 S= 1.20
 C=
 R=



	TP	T	TL
S2	0.6		2

Coefficiente de reducción "R"

Factor de Irregularidad en altura
 Factor de Irregularidad en planta

la= 1.00
 lp= 1.00

Rx= 8.00
 Ry= 3.00

Pórtico de concreto armado
 Albañilería

Cálculo de amplificación sísmica "C"

Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

$$T_x = 0,25$$

$$T_y = 0,14$$

$$T_p = 0,60$$

$$C_x = 2,5$$

$$C_y = 2,5$$

Cálculo del factor C "Coef. Cortante"

EN ETABS

$$C_x = ZUSC_x/R = 0,141$$

$$C_y = ZUSC_y/R = 0,375$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

en el eje X $C/R \geq 0,11$ **0,313** **OK**

en el eje Y $C/R \geq 0,11$ **0,833** **OK**

Fuerza en la base.

Fuerza cortante en la base de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Masa y pesos de la estructura

Nº	Masa (Kgf-s2/m)		peso (Kgf)	
	X	Y	X	Y
Piso 2	26241.66	26241.66	257344.09	257344.09
Piso 1	54263.00	54263.00	532140.96	532140.96

Peso en X= **789485.05**

Peso en y= **789485.05**

La fuerza cortante en X: **Vx=**

111021.34 111.02ton

La fuerza cortante en Y: **Vy=**

296056.89 296.06ton

Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Está determinado por la siguiente expresión

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

V= Cortante basal

ai = Factor de F

n= número de pisos

K: es un exponente relacionado con el periodo de fundamental de vibración de la estructura (T).

$$T < 0.5 \rightarrow k = 1.0$$

$$T \geq 0.5 \rightarrow k = 0.75 + 0.5T \leq 2.0$$

$$K_x = 1$$

$$K_y = 1$$

Fuerza sísmica en dirección X

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
Piso 2	257344.09	6.62	2216306.03	0.54	60350.75	60.35
Piso 1	532140.96	3.50	1662493.37	0.46	50670.59	50.67
$\Sigma = P. Ed.$	789485.05	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	4080799.40	1.00	111021.34	111.02

Grafico de la fuerzas en la altura



Fuerza sísmica en dirección y

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
2	257344.09	6.62	2216306.03	0.54	160935.33	160.94
1	532140.96	3.50	1662493.37	0.46	135121.56	135.12
$\Sigma = P. Ed.$	789485.05	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	4080799.40	1.00	296056.89	296.06

Grafico de la fuerzas en la altura



ANÁLISIS ESTÁTICO MÓDULO N° 3

I) ANÁLISIS ESTÁTICO

Periodo.

Hn= Desde el nivel 0+00
 Clx= Edificios de concreto armado duales
 Cty= Edificios de Albañilería

Periodo Fundamental de Vibración

Hn= 5.2
 Clx= 35
 Cty= 60

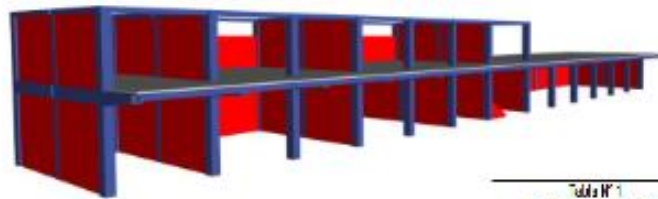
Tx= 0.15 seg
 Ty= 0.09 seg

E-030

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



Los parametros sísmicos



ΔUN	Z
1	0.95
2	0.8
3	0.7

Z= 0.25
 U= 1.50
 S= 1.20
 C=
 R=



	TP	T	TL
S2	0.6		2

Coefficiente de reducción "R"

Factor de Irregularidad en altura
 Factor de Irregularidad en planta

ia= 1.00
 ip= 1.00

Rx= 8.00
 Ry= 3.00

Pórtico de concreto armado
 Albañilería

Cálculo de amplificación sísmica "C"

Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

Tx= 0.15
Ty= 0.09
Tp= 0.60

Cx =	2.5
Cy =	2.5

Calculo del factor C "Coef. Cortante"

EN ETABS

Cx=ZUSCx/R = 0.1406
Cy=ZUSCy/R = 0.375

El valor de C/R no debera considerarse menor que:

en el eje X	C/R ≥ 0.11	0.313	OK
en el eje Y	C/R ≥ 0.11	0.833	OK

Fuerza en la base.

Fuerza cortante en la base de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Masa y pesos de la estructura

Nº	Masa (Kgf-s2/m)		peso (Kgf)	
	X	Y	X	Y
Piso 2	4155.95	4155.95	40756.15	40756.15
Piso 1	24037.83	24037.83	235731.79	235731.79

Peso en X= 276487.94

Peso en y= 276487.94

La fuerza cortante en X : Vx= 38881.12 35.55ton

La fuerza cortante en Y : Vy= 103682.98 103.65ton

Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Está determinado por la siguiente expresión

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

V= Cortante basal
ai = Factor de F
n= numero de pisos

K: es un exponente relacionado con el periodo de fundamental de vibración de la estructura (T).

$$T < 0.5 \rightarrow k = 1.0$$

$$T \geq 0.5 \rightarrow k = 0.75 + 0.5T \leq 2.0$$

$$K_x = 1$$

$$K_y = 1$$

Fuerza sísmica en dirección X

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
Piso 2	40756.15	5.20	211932.01	0.24	9201.16	9.20
Piso 1	235731.79	2.90	603622.16	0.76	29679.94	29.66
$\Sigma = P. Ed.$	276487.94	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	895554.19	1.00	38881.12	38.88

Grafico de la fuerzas en la altura



Fuerza sísmica en dirección y

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
2	40756.15	5.20	211932.01	0.24	24536.47	24.54
1	235731.79	2.90	603622.16	0.76	79146.50	79.15
$\Sigma = P. Ed.$	276487.94	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	895554.19	1.00	103682.98	103.66

Grafico de la fuerzas en la altura



ANALISIS ESTATICO ESCALERA

I) ANALISIS ESTATICO

Periodo.

Hn= Desde el nivel 0+00
 Ctx= Edificios de concreto armado duales
 Cty= Edificios de Albañileria

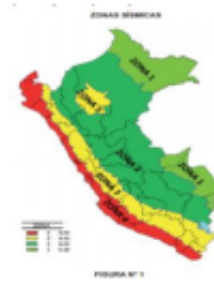
Periodo Fundamental de Vibración

Hn= 10.5
 Ctx= 35
 Cty= 60

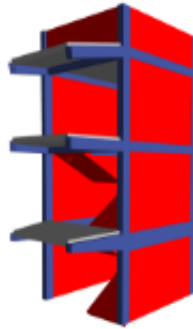
Tx= 0.30 seg
 Ty= 0.18 seg

E-030

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



Los parametros sismicos



FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.8
3	0.6
2	0.5
1	0.4

Z= 0.25
 U= 1.50
 S= 1.20
 C=
 R=



	TP	T	TL
S2	0.6		2

Coefficiente de reducción "R"

Factor de Irregularidad en altura
 Factor de Irregularidad en planta

Ia= 1.00
 Ip= 1.00

Rx= 8.00
 Ry= 3.00

Pórtico de concreto armado
 Albañileria

Cálculo de amplificación sísmica "C"

Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

$$T_x = 0.30$$

$$T_y = 0.18$$

$$T_p = 0.60$$

$$C_x = 2.5$$

$$C_y = 2.5$$

Calculo del factor C "Coef. Cortante"

EN ETABS

$$C_x = ZUSC_x/R = 0.1406$$

$$C_y = ZUSC_y/R = 0.375$$

El valor de C/R no debera considerarse menor que:

en el eje X C/R ≥ 0.11 **0.313** **OK**

en el eje Y C/R ≥ 0.11 **0.833** **OK**

Fuerza en la base.

Fuerza cortante en la base de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Masa y pesos de la estructura

Nº	Masa (Kgf·s²/m)		peso (Kgf)	
	X	Y	X	Y
Piso 3	4402.69	4402.69	43175.66	43175.66
Piso 2	4324.29	4324.29	42407.01	42407.01
Piso 1	4456.73	4456.73	43705.61	43705.61

Peso en X= **129288.69**

Peso en y= **129288.69**

La fuerza cortante en X : $V_x =$ **18181.22** 15.16ton

La fuerza cortante en Y : $V_y =$ **48483.26** 45.46ton

Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Está determinado por la siguiente expresión

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

V= Cortante basal

ai = Factor de F

n= numero de pisos

K: es un exponente relacionado con el periodo de fundamental de vibración de la estructura (T).

$$T \leq 0.5 \rightarrow k=1.0$$

$$T > 0.5 \rightarrow k = 0.75 \mid 0.5T \leq 2.0$$

$$K_x = 1$$

$$K_y = 1$$

Fuerza sísmica en dirección X

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
Piso 3	43175.66	10.50	453346.53	0.50	9126.11	9.13
Piso 2	42407.01	7.00	296649.10	0.33	5975.73	5.98
Piso 1	43705.81	3.50	152970.35	0.17	3079.36	3.08
$\Sigma = P. Ed.$	129288.69	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	903165.98	1.00	18181.22	18.18

Gráfico de la fuerzas en la altura



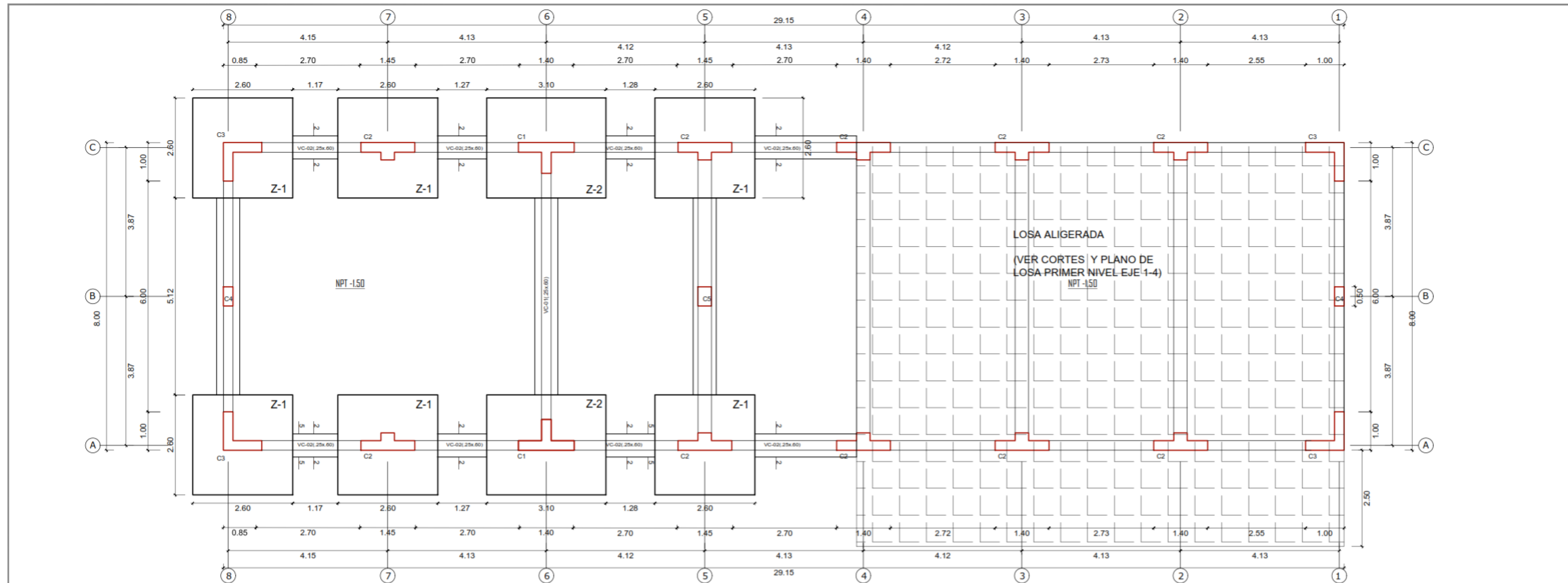
Fuerza sísmica en dirección y

Nivel	PI (kg)	hi(m)	$P_i * (h_i)^k$	ai	FI (kg)	FI (ton)
3	43175.66	10.50	453346.53	0.50	24336.30	24.34
2	42407.01	7.00	296649.10	0.33	15935.29	15.94
1	43705.81	3.50	152970.35	0.17	8211.67	8.21
$\Sigma = P. Ed.$	129288.69	$\Sigma = P_i * (h_i)^k$	903165.98	1.00	48483.26	48.48

Gráfico de la fuerzas en la altura



Anexo G. Planos

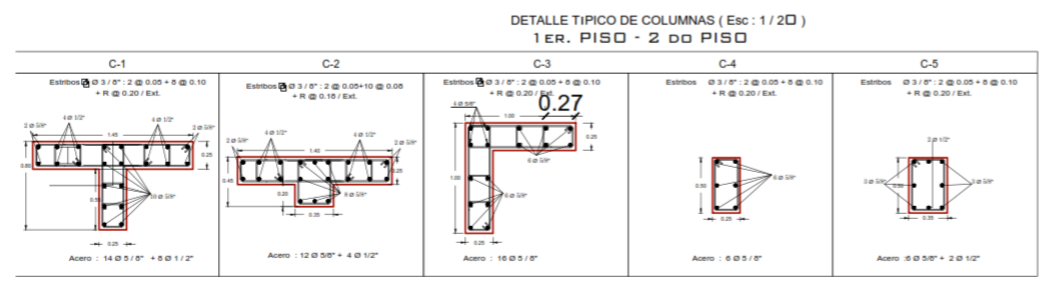


PLANO DE CIMENTACION - MODULO N°1
ESCALA: 1/50

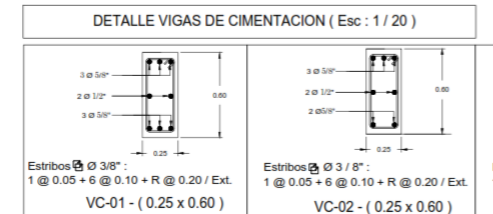
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- 1.00.- DE LOS MATERIALES**
- 01. CONCRETO SIMPLE**
 CIMENTOS CORRIDOS $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ (C.H+13+25% P.G. Ø 6" máx)
 SOBRECIMENTOS $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ (C.H+13+25% P.M. Ø 3" máx)
 Sólido $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
 FALSO PISO $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
- 02. CONCRETO ARMADO**
 ZAPATAS $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS DE CIMENTACION $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS ESTRUCTURALES $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS ESTRUCTURALES $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS DE CONFINAMIENTO $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS DE CONFINAMIENTO $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
- 03. ALBAÑILERIA**
 - MORTERO : C : A = 1 : 5
 - JUNTA : 1.5 cm.
 - UNIDAD : LADRILLOS KING KONG DE ARCILLA
 - Compresión Albalilería : $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
 - Peso Especifico Albalilería : 1,800.00 kg/m³
 - Ladrillo Macizo KK arcilla Tipo IV : 9 x 24 x 13 mm.
- 2.00.- DEL SUELO**
 - CAPACIDAD PORTANTE : 0.73 Kg/cm² (Estudio de Suelos)
 - ESTRATO CIMENTAR : Arena Limo Arcillosa SC-SM
 - PROF. DE CIMENTACION : Zapatas 2.00 m.
 Cimentos: 1.60 m.
 - CEMENTO EN CIMENTACIONES: Tipo I - MS
 - ASENTAMIENTO ESTIMADO: Ver estudios de suelos
- 3.00.- DE LAS SOBRECARGAS**
 INTERIOR 1° NIVEL = 250 Kg/cm²
 CORREDOR 1° NIVEL = 400 Kg/cm²
 2° NIVEL TECHO = 50 Kg/cm²
- 4.00.- RECUBRIMIENTOS**
 ZAPATAS = 7.50 cm.
 COLUMNAS ESTRUCTURALES = 3.00 cm.
 VIGAS SOLERAS = 3.00 cm.
 COLUMNAS DE CONFINAMIENTO = 2.50 cm.
- 5.00.- ACERO**
 - ACERO CORRUGADO- Grado 60 : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - EMPALMES DE FIERRO
 - VIGAS : As (+) : Tercio Central
 As (-) : 1/4
 - COLUMNAS : A 2/3 (Tercio Central)
- 6.00.- NORMAS**
 - R. N. C. (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)

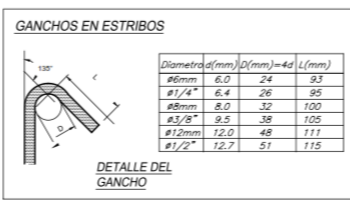
PLANO DE CIMENTACION A DESNIVEL DEL EJE 5 AL EJE 8
ESC 1/50



DETALLE TÍPICO DE COLUMNAS (Esc : 1 / 20)
1ER. PISO - 2 do PISO

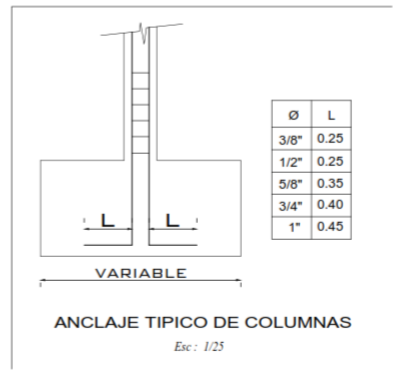


DETALLE VIGAS DE CIMENTACION (Esc : 1 / 20)



GANCHOS EN ESTRIBOS

DETALLE DEL GANCHO



ANCLAJE TÍPICO DE COLUMNAS

Esc : 1/25

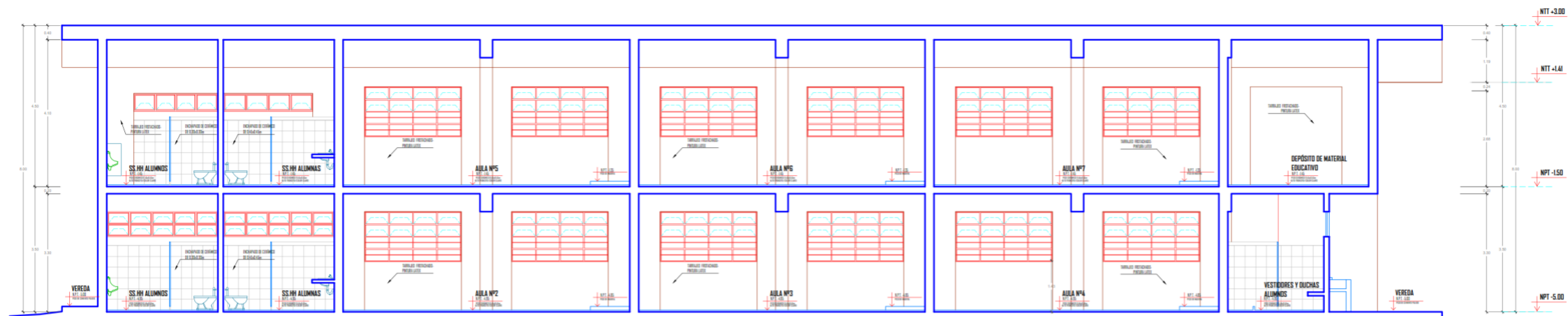
GERENCIA SUBREGIONAL DE CHOTA

MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E.S. JUAN PABLO II (E.P. SAN RAMÓN, DISTRITO DE CHOTA, PROVINCIA DE CHOTA-CAJAMARCA)

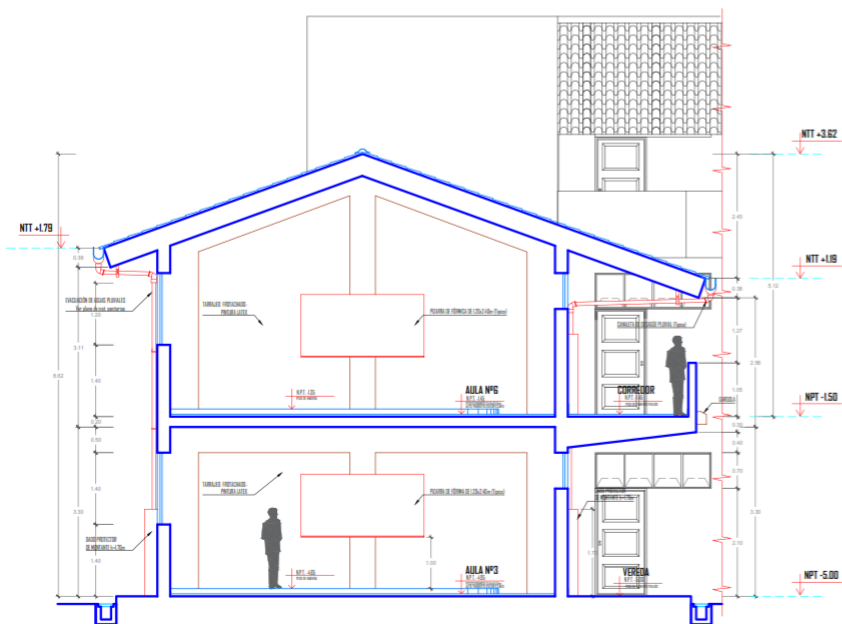
DE CIMENTACIONES - MODULO N°1

PROYECTO: CHOTA
 DISEÑO: CHOTA
 EJECUCION: C.P. DANIELA
 FECHA: DICIEMBRE 2018

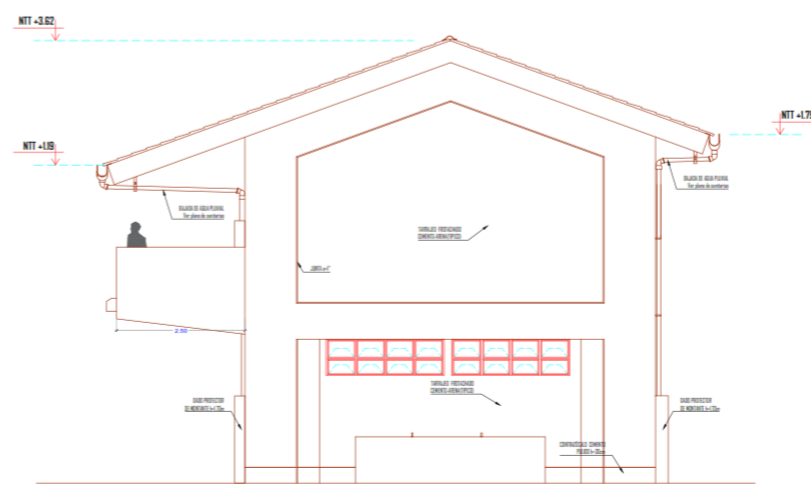
EI-02



MÓDULO N°2
CORTE 2-2
ESCALA: 1/50
0 25 50 1 2.5m



MÓDULO N°2
CORTE 1-1
ESCALA: 1/50
0 25 50 1 2.5m

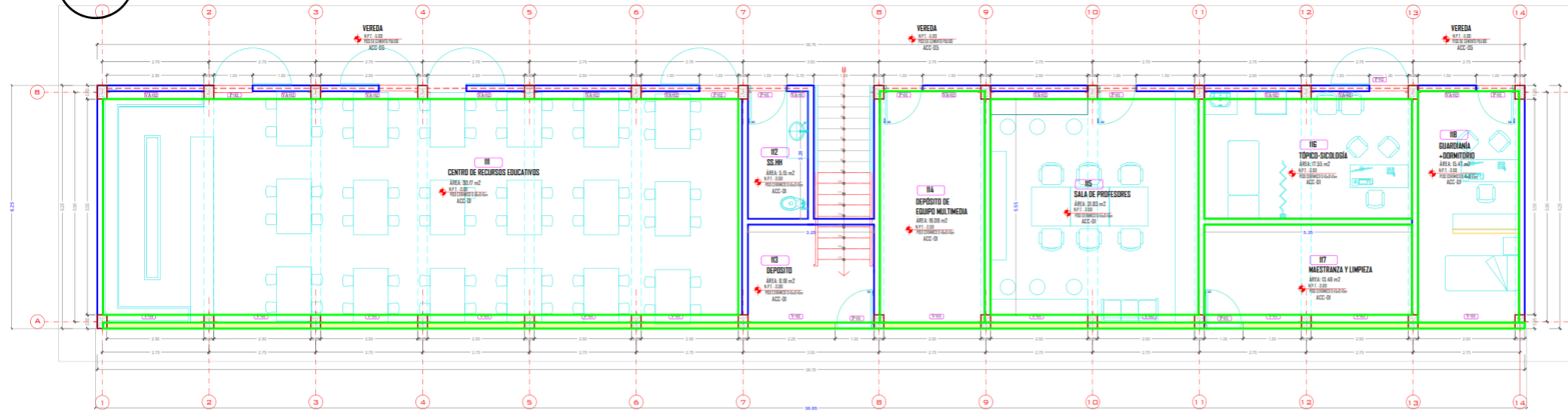


MÓDULO N°2
ELEVACIÓN LATERAL DERECHA
ESCALA: 1/50
0 25 50 1 2.5m

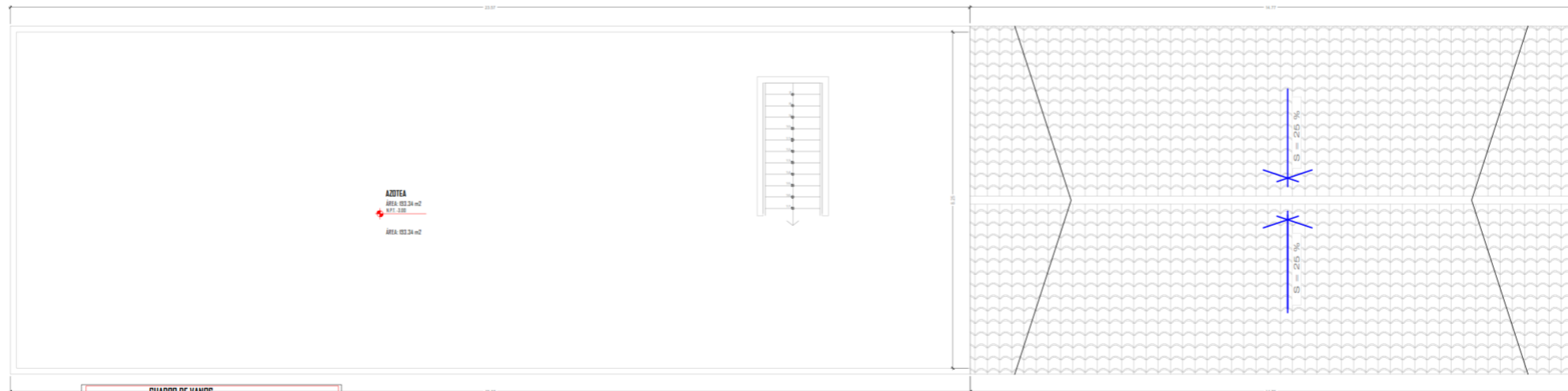
		GERENCIA SUBREGIONAL DE CHOPA	
PROYECTO: Mejoramiento del Servicio Educativo de la I.E. Comunal de Preparación, Centro de la Unidad Educativa de Chocoma			
SUBPROYECTO: Mantenimiento Módulo: Construcción de aulas y centros			
FECHA:	FECHA:	FECHA:	FECHA:
ELABORADO:	REVISADO:	APROBADO:	REVISADO:
GUERRA	DETA	DETA	C.P. SANCHEZ
			A-08



MÓDULO Nº 3 (CONSTRUCCION EXISTENTE)



MÓDULO EXISTENTE
PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/50
0 25 50 1 2.5m



MÓDULO EXISTENTE
TECHOS
ESCALA: 1/50
0 25 50 1 2.5m

CUADRO DE VANDOS				
VANO	ANCHO	ALFEZAR	ALTO	CANT. OBSERVACIÓN
PUERTAS				
P-01	1.00	---	2.10	05 Puerta Contraplacada
P-02	1.00	---	2.10	03 Puerta Contraplacada (Igreja 180°)
VENTANAS				
V-01	1.50	1.40	1.40	01 Ventana metálica
V-02	2.25	1.40	1.40	01 Ventana metálica
V-03	2.50	1.40	1.40	01 Ventana metálica
VA-01	1.70	2.10	0.70	01 Ventana metálica
VA-02	2.50	2.10	0.70	02 Ventana metálica

CÓDIGO	PISO	COLOR DE PISO	CONTROZÓCALO	ZÓCALO	PARED	CIELO RASO
ACC-01	CERÁMICO 45 X 45 CM - INTESIDAD DE USOS ALTO TRÁNSITO		SANITARIO CERÁMICO H= 0.10 M	CERÁMICO 30 X 30 CM/H=2.10M	TARRAJEO PINTADO OLEO MATE	TARRAJEO ACABADO CON IMPRIMANTE
ACC-02	CERÁMICO 45 X 45 CM - INTESIDAD DE USOS ALTO TRÁNSITO		SANITARIO CERÁMICO H= 0.10 M	CERÁMICO 30 X 30 CM/H=2.10M	TARRAJEO PINTADO OLEO MATE	TARRAJEO ACABADO CON IMPRIMANTE
ACC-03	CEMENTO PULIDO Y BRUÑADO	NATURAL	CEMENTO PULIDO H= 0.30 M		TARRAJEO PINTADO OLEO MATE	TARRAJEO ACABADO CON IMPRIMANTE
ACC-04	CERÁMICO ANTIDESLIZANTE 30 X 30 CM - ALTO TRÁNSITO		CERÁMICO ANTIDESLIZANTE H= 0.10 M		TARRAJEO PINTADO OLEO MATE	TARRAJEO ACABADO CON IMPRIMANTE
ACC-05	CEMENTO PULIDO Y BRUÑADO SEGÚN DISEÑO		CEMENTO PULIDO H= 0.30 M		TARRAJEO PINTADO OLEO MATE	TARRAJEO ACABADO CON IMPRIMANTE

GERENCIA SUBREGIONAL DE CHIRIQUÍ
 DEPARTAMENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA
 REGIONAL ADMINISTRATIVA DE CHIRIQUÍ
 DIRECCIÓN DE SERVICIOS TÉCNICOS Y ADMINISTRATIVOS
 DIVISIÓN DE SERVICIOS TÉCNICOS Y ADMINISTRATIVOS
 CAJONAMA
 CHIRIQUÍ
 22 DE DICIEMBRE DE 2014

