

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



EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN BLOQUE
MULTIFUNCIONAL EN UNA INSTITUCIÓN DE ENSEÑANZA
SUPERIOR MEDIANTE EL ANÁLISIS PUSHOVER EN TACNA 2025

TESIS

Presentada por:

Bach. José Antonio Mamani Pacovilca

ORCID: 0009-0003-0701-2354

Asesor:

Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores

ORCID: 0000-0002-4262-5733

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA - PERÚ

2026

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL CON MENCION EN ESTRUCTURAS

Tesis

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN BLOQUE
MULTIFUNCIONAL EN UNA INSTITUCIÓN DE ENSEÑANZA SUPERIOR
MEDIANTE EL ANÁLISIS PUSHOVER EN TACNA 2025”

Presentada por:

Bach. José Antonio Mamani Pacovilca

Tesis sustentada y aprobada el 14 de julio de 2026; ante el siguiente jurado
examinador:

PRESIDENTE: Dr. Anibal Juan ESPINOZA ARANCIAGA

SECRETARIO: Dr. Genner Alvarito VILLARREAL CASTRO

VOCAL: Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE

ASESOR: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo José Antonio Mamani Pacovilca, en calidad de: egresado de la Maestría en Ingeniería Civil con mención en Estructuras de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado (a) con DNI N°44364274.

Soy autor (a) de la tesis titulada:

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN BLOQUE MULTIFUNCIONAL EN UNA INSTITUCIÓN DE ENSEÑANZA SUPERIOR MEDIANTE EL ANÁLISIS PUSHOVER EN TACNA 2025, con asesor(a): Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES.

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de **MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**, y que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin.

Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 03% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor(a) de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad

del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Lugar y fecha: Tacna, 14 de julio de 2026.



José Antonio Mamani Pacovilca

DNI N° 44364274

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a las dos mujeres que dan sentido a mi vida:

A Elvira, mi esposa, por ser mi refugio en la tormenta y mi fuerza en la batalla. Gracias por tu paciencia infinita, por tus sacrificios silenciosos y por creer en mí incluso cuando yo dudaba. Tu amor fue el cimiento que sostuvo cada página de este sueño. Este logro es tuyo, porque lo construimos juntos.

A Ingrid, mi hija, por tu sonrisa que ilumina mis días y por tu inocencia que me recuerda lo esencial. Eres la razón por la que me levanto cada mañana, la musa que transformó el esfuerzo en alegría y la prueba viva de que el amor es el motor más grande. Este triunfo es tu herencia.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a Dios por la fortaleza para culminar este camino y por regalarme a Elvira e Ingrid, mi razón de ser.

A Elvira, por ser mi pilar inquebrantable: tu fe en mí transformó obstáculos en peldaños, y tu apoyo incondicional fue el motor que impulsó cada página de esta tesis.

A Ingrid, por recordarme diariamente con tu inocencia y alegría que la vida es bella y que el esfuerzo siempre tiene recompensa. Eres mi inspiración más pura.

A mi asesor de tesis, por su guía académica rigurosa y su paciencia para moldear este trabajo.

A todos ustedes: este logro es un eco de su confianza en mí.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS	vi
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA	18
1.1. Planteamiento del problema.....	18
1.2. Formulación del problema	20
1.2.1. Problema general.....	20
1.2.2. Problemas secundarios	20
1.3. Justificación de la investigación.....	21
1.3.1. Justificación social (alineada con los Objetivos de Desarrollo Sostenible - ODS)	21
1.3.2. Justificación metodológica.....	21
1.3.3. Justificación práctica.....	22
1.4. Objetivos de la investigación	22
1.4.1. Objetivo general	22
1.4.2. Objetivos específicos	23
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	24
2.1. Antecedentes del estudio.....	24
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	24
2.1.2. Antecedentes nacionales	26
2.2.3. Antecedentes Locales.....	29
2.2. Bases teórico científicas	31
2.2.1. Vulnerabilidad sísmica	31
2.2.2. Análisis Pushover (Variable independiente)	42
2.2.3. Indicadores del Análisis Pushover	45
2.2.4. Filosofía del Diseño Basado en Desempeño (SEAOC Vision 2000)....	50
2.2.5. Niveles de Desempeño (Según ASCE 41-17 o FEMA).....	51
2.2.6. Evaluación de la Vulnerabilidad	54

2.2.7.	Infraestructura Educativa en el Perú	55
2.2.8.	Patologías comunes en colegios/universidades.....	56
2.2.9.	Marco referencial	58
2.2.10.	Marco legal.....	63
2.3.	Definición de conceptos	69
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO		72
3.1.	Formulación de la hipótesis	72
3.1.1.	Hipótesis general.....	72
3.1.2.	Hipótesis específicas	72
3.2.	Variables, dimensiones e indicadores.....	72
3.2.1.	Identificación de la Variable Independiente	72
3.2.2.	Identificación de la Variable Dependiente	73
3.3.	Tipo de Investigación	75
3.4.	Nivel de Investigación.....	75
3.5.	Diseño de Investigación	75
3.6.	Ámbito y Tiempo Social de la Investigación	76
3.7.	Población y Muestra.....	76
3.8.	Operacionalización de Variables	76
3.9.	Recolección de los Datos	80
3.9.1.	Técnicas de Recolección de los Datos	80
3.9.2.	Instrumentos para la Recolección de los Datos.....	80
3.10.	Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	81
3.10.1.	Procesamiento de los Datos	81
3.10.2.	Presentación de los Datos.....	82
3.10.3.	Análisis de los Datos	83
3.10.4.	Interpretación de los Datos.....	83
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....		85
4.1.	Descripción del trabajo de campo	85
4.1.1.	Selección del Módulo de Estudio (Módulo 03)	85
4.2.	Resultados	90
4.3.	Contrastación de Hipótesis.....	122

4.3.1.	Contrastación de las hipótesis específicas.....	122
4.3.2.	Contrastación de la hipótesis general.....	123
4.4.	Discusión de resultados.....	123
CONCLUSIONES		127
RECOMENDACIONES		129
REFERENCIAS.....		130
ANEXOS		138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de variables.....	78
Tabla 2. Características geométricas y estructurales del Módulo 03	87
Tabla 3. Parámetros sísmicos adoptados para el análisis	88
Tabla 4. Verificación modal aproximada del modelo.....	94
Tabla 5. Propiedades de materiales y criterios visibles en el modelo	98
Tabla 6. Caracterización del modelado estructural y de las rótulas	105
Tabla 7. Conteo aproximado de rótulas activadas por nivel	107
Tabla 8. Coordenadas referenciales de la curva de capacidad en la dirección X.	114
Tabla 9. Verificación aproximada de derivas de entrepiso	117
Tabla 10. Punto de desempeño aproximado y cruce capacidad-demanda	118
Tabla 11. Coordenadas referenciales de la curva de capacidad en la dirección Y	120
Tabla 12. Punto de desempeño aproximado y cruce capacidad-demanda	121
Tabla 13. Resumen aproximado de aceleraciones de piso	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Modelo constitutivo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado.....	39
Figura 2. Diagrama Momento-Curvatura típico para una sección de concreto armado.....	41
Figura 3. Determinación del punto de desempeño mediante el formato ADRS ...	43
Figura 4. Mapa sísmico del Perú, periodo 1960- 2016	48
Figura 5. Mapa nivel de peligros sismos.....	50
Figura 6. Niveles de desempeño sísmico sobre la curva de capacidad global	53
Figura 7. Mecanismo de falla por efecto de columna corta debido a tabiquería parcial.....	57
Figura 8. Modelo teórico-conceptual para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	68
Figura 9. Modelado tridimensional de elementos finitos del Módulo 03 en el software ETABS.....	90
Figura 10. Espectro de Pseudo-Aceleraciones de diseño elástico según Norma E.030 para la zona de Tacna.....	91
Figura 11. Definición de la fuente de masa sísmica según la Norma E.030 para Edificaciones Esenciales	93
Figura 12. Modelo constitutivo del acero de refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) con comportamiento simétrico.....	95
Figura 13. Modelo constitutivo del concreto no confinado ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$) con definición de límites de desempeño	96
Figura 14. Definición automática de rótulas plásticas a flexión (M3) para vigas de concreto según ASCE 41-13	99
Figura 15. Ubicación relativa de las rótulas plásticas en los extremos de los elementos vigas y columnas.....	100
Figura 16. Definición de rótulas plásticas con interacción Axial-Biaxial (P-M2-M3) para columnas según ASCE 41-13	102
Figura 17. Relación Momento-Rotación para una columna típica bajo carga axial constante, con criterios de aceptación ASCE 41	103

Figura 18. Modelado no lineal de muros de corte mediante elementos Shell en Capas (Layered Shell) de 35 cm	106
Figura 19. Configuración del caso de carga estático no lineal "GRAVEDAD" considerando efectos P-Delta.....	108
Figura 20. Definición del nodo de control y desplazamiento objetivo para el análisis Pushover.....	110
Figura 21. Curva de capacidad Cortante Basal vs. Desplazamiento del Módulo 03 en la dirección longitudinal (Eje X).....	112
Figura 22. Curva de capacidad Cortante Basal vs. Desplazamiento del Módulo 03 en la dirección transversal (Eje Y)	115

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional perteneciente a una institución de enseñanza superior en la ciudad de Tacna, ubicada en una zona de alto peligro sísmico. La metodología empleada fue de tipo aplicada y diseño no experimental, utilizándose el Análisis Estático No Lineal (Pushover) conforme a los lineamientos del estándar ASCE 41-17. Se modeló la estructura de cuatro niveles y sistema de muros de corte en el software ETABS, incorporando la no linealidad física de los materiales y la definición de rótulas plásticas. Los resultados de las curvas de capacidad evidenciaron un comportamiento predominantemente elástico-lineal con una elevada sobre-resistencia y rigidez lateral, alcanzando cortantes basales superiores a las 33 000 tonf en la dirección longitudinal. Se determinó que, ante el sismo de diseño, la edificación alcanza el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, con una formación mínima de mecanismos plásticos. Se concluye que el bloque presenta una vulnerabilidad sísmica estructural baja, garantizando la seguridad y continuidad operativa sin requerir medidas de reforzamiento.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, Análisis Pushover, Desempeño sísmico.

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate the seismic vulnerability of a multifunctional block belonging to a higher education institution in the city of Tacna, located in a high seismic hazard zone. The methodology employed was applied research with a non-experimental design, utilizing Nonlinear Static Analysis (Pushover) in accordance with the guidelines of the ASCE 41-17 standard. The four-story structure with a shear wall system was modeled in ETABS software, incorporating the physical nonlinearity of materials and the definition of plastic hinges. The results of the capacity curves evidenced a predominantly elastic-linear behavior with high overstrength and lateral stiffness, reaching base shears exceeding 33,000 tonf in the longitudinal direction. It was determined that, under the design earthquake, the building achieves the Immediate Occupancy performance level, with minimal formation of plastic mechanisms. It is concluded that the block presents low structural seismic vulnerability, guaranteeing safety and operational continuity without requiring retrofitting measures.

Keywords: Seismic vulnerability, Pushover analysis, Seismic performance.

INTRODUCCIÓN

El silencio sísmico que caracteriza actualmente al sur del Perú no debe interpretarse como una señal de calma, sino como el indicativo de una acumulación significativa de energía que aguarda su liberación. La ciudad de Tacna, ubicada estratégicamente sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico e influenciada directamente por la subducción de la placa de Nazca, se sitúa en un escenario geodinámico donde la ocurrencia de un evento sísmico severo constituye una certeza geológica más que una mera probabilidad estadística. En este contexto de alta peligrosidad, las estructuras de concreto armado representan la barrera fundamental para la protección de la vida humana frente a la catástrofe.

Sin embargo, la ingeniería estructural contemporánea se enfrenta a una interrogante crucial sobre la infraestructura existente: ¿están nuestras edificaciones esenciales verdaderamente preparadas para resistir demandas sísmicas extremas, o confiamos en diseños normativos que no han sido puestos a prueba en su límite real? Bajo este escenario de incertidumbre, las instituciones de enseñanza superior adquieren un protagonismo crítico. Al albergar una alta densidad de estudiantes y docentes, estas infraestructuras son categorizadas como edificaciones esenciales y no pueden permitirse fallas que comprometan la seguridad de sus ocupantes.

No obstante, los métodos tradicionales de diseño elástico, si bien cumplen con la normativa vigente, a menudo enmascaran la respuesta verdadera de la estructura cuando esta ingresa en el rango de daño. Un edificio puede aparentar seguridad bajo cargas elásticas teóricas, pero ocultar mecanismos de falla frágil o concentraciones de esfuerzos que solo se manifiestan cuando la fuerza del sismo lleva a los materiales más allá de su punto de fluencia. Es precisamente en esa frontera del comportamiento inelástico donde reside la verdadera vulnerabilidad sísmica.

Con el propósito de esclarecer esta problemática, la presente investigación trasciende los métodos convencionales y se adentra en el estudio del comportamiento no lineal de la estructura. El estudio se centra en la evaluación de un bloque multifuncional perteneciente a la Universidad Nacional Jorge Basadre

Grohmann, ejecutando una evaluación de desempeño exhaustiva mediante el Análisis Estático No Lineal, técnica conocida internacionalmente como Pushover. Esta metodología avanzada permite simular el empuje progresivo de las fuerzas sísmicas sobre la edificación, forzando a los componentes estructurales a revelar sus debilidades, su capacidad de disipación de energía y la secuencia de deterioro antes de alcanzar el colapso.

Metodológicamente, la tesis se ha desarrollado mediante la construcción de un modelo matemático tridimensional en el software ETABS, el cual reproduce fielmente la geometría, la masa y la rigidez del Módulo 03. A diferencia de un análisis estándar, se incorporó la no linealidad física de los materiales, concreto y acero, y se asignaron rótulas plásticas en vigas, columnas y muros, siguiendo los rigurosos criterios del estándar internacional ASCE 41-17. A través de este procedimiento, se obtuvieron las curvas de capacidad que, al contrastarse con la demanda sísmica específica del suelo de Tacna, permitieron determinar objetivamente el nivel de desempeño de la estructura, pasando de la especulación teórica a una certeza técnica sobre la seguridad del recinto universitario.

Para garantizar un ordenamiento lógico y una comprensión integral del estudio, la presente tesis se ha estructurado en cuatro capítulos fundamentales. El Capítulo I: El Problema, contextualiza la investigación dentro de la realidad sísmica de Tacna, definiendo el planteamiento del problema, la formulación de las interrogantes, la justificación sobre la importancia de las edificaciones esenciales y los objetivos que orientan el trabajo. El Capítulo II: Marco Teórico, sistematiza los antecedentes investigativos y las bases teórico-científicas, profundizando en los conceptos de vulnerabilidad sísmica, la filosofía del Diseño Basado en Desempeño y los fundamentos del Análisis Pushover. El Capítulo III: Marco Metodológico, detalla el enfoque cuantitativo adoptado, la operacionalización de las variables y describe minuciosamente los procedimientos de modelado numérico y asignación de rótulas plásticas bajo estándares internacionales. Finalmente, el Capítulo IV: Resultados, expone el análisis de las curvas de capacidad y el punto de desempeño obtenidos, contrastando estos hallazgos con las hipótesis planteadas para discutir la

respuesta real de la estructura; el documento culmina con las conclusiones técnicas derivadas del estudio, las recomendaciones pertinentes para la gestión del riesgo y las referencias bibliográficas que sustentan la investigación.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras civiles es un tema de creciente interés a escala internacional, impulsado por la recurrencia de eventos telúricos de gran magnitud en diversas regiones del mundo. Desastres como los terremotos de Chile (2010), Nepal (2015) y México (2017) han evidenciado la fragilidad de numerosas edificaciones, particularmente aquellas destinadas a la educación superior, revelando deficiencias constructivas y la necesidad de aplicar metodologías de análisis que permitan estimar la capacidad real de las construcciones ante cargas sísmicas (Fajfar, 2000; Vamvatsikos y Cornell, 2002). En este contexto, el uso de técnicas no lineales, como el análisis Pushover, ha ganado relevancia por su capacidad para ofrecer una aproximación más cercana al comportamiento real de los edificios (Adhikary et al., 2020; Bento et al., 2010).

En el ámbito nacional peruano, la elevada sismicidad se explica por la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana, generando exigencias sísmicas considerables para las construcciones (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018). Muchas de las edificaciones existentes fueron construidas bajo normativas anteriores o sin criterios sismorresistentes adecuados, lo que introduce incertidumbre sobre su desempeño frente a sismos de gran magnitud (Yoneda et al., 2014). Dichas estructuras no solo pueden haber sufrido deterioro en sus materiales con el paso del tiempo, sino que a menudo han experimentado modificaciones funcionales que alteran la distribución y la continuidad de los elementos resistentes (FEMA 356, 2000; FEMA 440, 2005).

A escala local, la región de Tacna se encuentra en una de las zonas con mayor peligrosidad sísmica del país, lo que agrava el riesgo para las edificaciones multifuncionales de instituciones de enseñanza superior, cuyas instalaciones reúnen una gran afluencia de estudiantes, docentes y personal administrativo. Estas construcciones, que suelen combinar aulas, laboratorios, oficinas y auditorios en un mismo bloque, demandan altos niveles de seguridad y resiliencia. Sin embargo, el problema radica en la ausencia de estudios integrales que evalúen la capacidad real

de dichas estructuras considerando los escenarios sísmicos proyectados a corto y mediano plazo (Bento et al., 2010; Dolšek, 2009). Esta carencia de información confiable dificulta la planificación de medidas correctivas o de reforzamiento estructural (Papavasileiou y Athanatopoulou, 2017).

En ese sentido, la presente investigación “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior mediante el análisis Pushover en Tacna 2025” se orienta a estimar cuantitativamente el nivel de vulnerabilidad de una edificación clave para la vida universitaria local. La variable independiente principal se relaciona con las condiciones estructurales del bloque multifuncional, es decir, las propiedades de los materiales (concreto y acero de refuerzo), la rigidez y la distribución de los elementos resistentes, así como la presencia de irregularidades geométricas. Dentro de las variables intervinientes destacan la demanda sísmica, determinada por la amenaza geológica de la región y los espectros de diseño propuestos para Tacna (MVCS, 2018), y la metodología del análisis Pushover, que permite caracterizar la curva de capacidad estructural y los modos de falla potenciales. Finalmente, la variable dependiente corresponde a la vulnerabilidad sísmica, entendiéndose como el índice o nivel de riesgo estructural frente a diferentes escenarios sísmicos.

El problema concreto surge de la carencia de estudios especializados que combinen las particularidades de la zona sur del Perú alta sismicidad, suelos con condiciones específicas y edificaciones con sistemas estructurales diversos con un método de análisis que refleje de forma fidedigna el comportamiento no lineal de la estructura (Fajfar, 2000; Vamvatsikos y Cornell, 2002). La falta de diagnósticos detallados sobre la solidez de los bloques multifuncionales en instituciones de enseñanza superior se traduce en una gestión de riesgos deficiente, pues no se cuenta con información suficiente para planificar intervenciones de refuerzo o rehabilitación (Adhikary et al., 2020; Roca et al., 2019). Mediante la aplicación del análisis Pushover, la investigación busca:

1. Identificar la curva de capacidad y los mecanismos de falla dominantes del bloque multifuncional.

2. Cuantificar el desempeño esperado de la edificación bajo diferentes niveles de demanda sísmica, considerando las proyecciones para el año 2025.
3. Proveer de indicadores objetivos para la toma de decisiones en torno a la seguridad estructural y la planificación de refuerzos, contribuyendo así al bienestar de la comunidad académica y, de manera indirecta, al fortalecimiento de la infraestructura educativa a nivel nacional.

En desenlace, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en una edificación de uso mixto en Tacna representa un aporte significativo, pues no solo se ajusta a la realidad geológica y normativa del Perú, sino que se enmarca en las mejores prácticas establecidas a nivel internacional. Con ello, se espera incentivar la adopción de metodologías de análisis más precisas y la implementación de políticas locales y nacionales orientadas a la reducción efectiva del riesgo sísmico.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior mediante el análisis Pushover en Tacna 2025?

1.2.2. Problemas secundarios

- a. ¿Cuáles son los parámetros sísmicos y el espectro de diseño adecuados para el bloque multifuncional de la institución de enseñanza superior en Tacna, contemplando la normativa vigente y las características sísmicas de la zona?
- b. ¿Qué resultados se obtienen del análisis Pushover para determinar la capacidad sísmica del bloque multifuncional y caracterizar su respuesta estructural ante eventos sísmicos de diversa magnitud?
- c. ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico que presenta el bloque multifuncional, conforme a la normativa ASCE 41-17, evaluando los estados límite alcanzados por la estructura?
- d. ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional en función de los resultados obtenidos del análisis Pushover, y qué posibles medidas de mejora o reforzamiento se podrán identificar?

1.3. Justificación de la investigación

La investigación se justificará por su aporte social, metodológico y práctico, al centrarse en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de infraestructuras educativas. Permitirá generar evidencia técnica que facilitará la toma de decisiones informadas, promoverá entornos seguros y fortalecerá la gestión del riesgo en el ámbito universitario.

1.3.1. Justificación social (alineada con los Objetivos de Desarrollo Sostenible - ODS)

La seguridad de la infraestructura educativa es un componente esencial para el desarrollo social, pues garantiza la continuidad de los procesos de enseñanza y aprendizaje en contextos de elevada amenaza sísmica (Fajfar, 2000; Vamvatsikos y Cornell, 2002). Este estudio contribuye directamente al Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS) N.º 11 de la Organización de las Naciones Unidas, referido a “Ciudades y comunidades sostenibles”, ya que la evaluación y mitigación del riesgo en edificios multifuncionales mejora la resiliencia urbana e institucional. Además, fortalece indirectamente el ODS N.º 4, vinculado con la calidad educativa, al velar por entornos seguros y adecuados para la formación superior. La localización de Tacna en una zona de alta sismicidad incrementa la vulnerabilidad de los edificios, por lo que disponer de diagnósticos sólidos y específicos incide en la prevención de pérdidas humanas y materiales, al tiempo que promueve la adopción de estrategias de refuerzo y adecuación estructural que benefician a la comunidad universitaria y a la sociedad en general (Bento et al., 2010).

1.3.2. Justificación metodológica

El **análisis Pushover** se ha convertido en una herramienta consolidada para estimar el comportamiento no lineal de las estructuras, permitiendo identificar tanto la curva de capacidad como los modos de falla dominantes (Adhikary et al., 2020; Dolšek, 2009). Su adopción en este trabajo no solo responde a la necesidad de cuantificar la resistencia y ductilidad de un bloque multifuncional, sino que se alinea con la tendencia actual de migrar de métodos lineales a métodos no lineales,

más cercanos a la realidad del desempeño estructural (FEMA 356, 2000; FEMA 440, 2005). Al implementar un procedimiento metódico y reproducible que combina la caracterización de la demanda sísmica local, la modelación estructural y la obtención de índices de desempeño la investigación aporta un enfoque riguroso que puede servir de base para futuros estudios en la región y a nivel nacional (MVCS, 2018).

1.3.3. Justificación práctica

Dada la relevancia de los edificios universitarios como espacios que concentran un gran número de usuarios, la caracterización de su vulnerabilidad sísmica es un insumo imprescindible para la gestión de riesgos y la toma de decisiones de las autoridades. Mediante la obtención de resultados tangibles como la curva de capacidad estructural y el nivel de daño esperado ante distintos escenarios sísmicos se podrán establecer planes de reforzamiento o rehabilitación con criterios técnicos sólidos (Papavasileiou y Athanatopoulou, 2017). En la práctica, esto se traduce en la prevención de colapsos estructurales, la reducción de costos derivados de rehabilitaciones tardías o inadecuadas y, sobre todo, en la protección de la vida humana. Asimismo, los hallazgos y recomendaciones emanados del presente estudio tienen el potencial de extrapolarse a otras instituciones de enseñanza superior ubicadas en zonas sísmicas, generando un efecto multiplicador que fortalezca la infraestructura académica y eleve los estándares de seguridad en el país. De esta manera, la investigación trasciende el ámbito local y se convierte en una referencia aplicable a edificaciones similares en contextos con riesgos geológicos comparables (Roca et al., 2019).

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior mediante el análisis Pushover en Tacna 2025.

1.4.2. Objetivos específicos

- a. Establecer los parámetros sísmicos y el espectro de diseño adecuados para el bloque multifuncional de la institución de enseñanza superior en Tacna, contemplando la normativa vigente y las características sísmicas de la zona.
- b. Realizar el análisis Pushover para determinar la capacidad sísmica del bloque multifuncional y caracterizar su respuesta estructural ante eventos sísmicos de diversa magnitud.
- c. Determinar el nivel de desempeño sísmico del bloque multifuncional conforme a los lineamientos establecidos en la normativa ASCE 41-17, evaluando los estados límite alcanzados por la estructura.
- d. Evaluar la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional en función de los resultados obtenidos del análisis Pushover, identificando posibles medidas de mejora o reforzamiento.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Los autores Wen et al. (2022), cuya investigación se denominó “Quantitative study on the influence of foundation valley shape on the behaviour of concrete cut-off walls”, desarrollaron un estudio numérico para analizar cuantitativamente cómo la forma de los valles de cimentación influye en el comportamiento mecánico de muros pantalla de concreto. Se definieron parámetros como el coeficiente de anchura, la pendiente y la asimetría del valle para evaluar de manera sistemática el grado de deformación y tensiones que puede experimentar la estructura, en especial, alrededor de la interfase entre el muro y la roca subyacente. Entre los hallazgos más relevantes, se evidenció que la mayor concentración de esfuerzos ocurre en la zona de contacto y que el uso de concreto plástico puede reducir significativamente la tensión de tracción. Al vincular esta perspectiva con la presente investigación, el antecedente de Wen et al. (2022) aporta un marco de referencia para comprender cómo las condiciones topográficas o geomorfológicas podrían influir en la respuesta estructural y en la identificación de los puntos críticos de deformación en un proyecto de infraestructura multifuncional.

Los autores Reynolds et al. (2022), cuya investigación se tituló “Stiffness and slip in multi-dowel timber connections with slotted-in steel plates”, examinaron el comportamiento de conexiones a base de múltiples pernos en estructuras de madera de gran tamaño, enfocándose en la pérdida de rigidez bajo cargas repetitivas. Los resultados de sus ensayos experimentales y análisis numéricos mostraron que la rigidez no escala de manera lineal con el número de pernos debido a la interacción entre sus campos de esfuerzos y la posible desalineación de los elementos por tolerancias de fabricación. Además, se evidenció que la apertura de orificios irreversibles bajo carga repercute de forma notable en la deformación global de la estructura. Si bien su estudio se desarrolló en el ámbito de la madera y la inserción de placas de acero, la metodología y conclusiones que plantean en cuanto a la evolución de la rigidez y la influencia de la deformación acumulada

resultan de interés para el análisis de vulnerabilidad sísmica. Este antecedente sienta bases acerca del comportamiento estructural cuando ocurren desplazamientos significativos que pueden comprometer la capacidad resistente, aspecto central para la evaluación de edificaciones multifuncionales mediante análisis Pushover.

Los autores Peng et al. (2022), cuya investigación llevó el título de “Bond performance of FRP bars in plain and fiber-reinforced geopolymer under pull-out loading”, estudiaron el desempeño de barras poliméricas reforzadas con fibra (FRP) embebidas en geopolímeros, considerando variables como la resistencia, la longitud de empotramiento y la adición de fibras de refuerzo. Se realizaron ensayos de arrancamiento (pull-out) y se propuso un modelo modificado de resistencia de adherencia para predecir el comportamiento de este nuevo sistema de refuerzo. Entre los hallazgos, se evidenció que incrementar la resistencia del geopolímero mejora la adherencia, mientras que la incorporación de fibras de acero o PVA tuvo un impacto moderado en la capacidad de enlace. Este antecedente brinda una comprensión de cómo los materiales compuestos y las técnicas de refuerzo pueden influir en la respuesta estructural ante cargas externas, lo cual se vincula con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en el bloque multifuncional, sobre todo si se consideran alternativas de refuerzo innovadoras o diseños de rehabilitación que busquen mejorar la capacidad de disipación de energía en zonas sísmicas.

Los autores Meng y Pei (2023), en su investigación “Cyclic shear stress-strain prediction of saturated sand based on the unrolled seq2seq model and scheduled sampling”, propusieron un modelo de carácter predictivo basado en redes neuronales recurrentes (RNN) para estimar la respuesta esfuerzo-deformación de arenas saturadas bajo cargas cíclicas. Emplearon la estrategia scheduled sampling para reducir la discrepancia entre la fase de entrenamiento y la fase de validación, considerando la complejidad de la respuesta no lineal del suelo. Se comprobó que el modelo es capaz de predecir adecuadamente parámetros dinámicos esenciales, como el incremento en la presión de poros y la licuación, aspectos cruciales en la caracterización de suelos durante eventos sísmicos. Para la presente investigación, este aporte es relevante en tanto ofrece una aproximación al comportamiento

avanzado del suelo bajo acción sísmica. Si bien se centra en el modelado constitutivo de arenas saturadas, la metodología de predicción y calibración de datos se relaciona con la evaluación de la respuesta no lineal del suelo que, integrada a un análisis Pushover de estructuras, refuerza la precisión en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional.

Los autores Jeddi et al. (2022), publicaron “Multi-hazard typhoon and earthquake collapse fragility models for transmission towers: An active learning reliability approach using gradient boosting classifiers”. Su trabajo abordó la generación de modelos de fragilidad estructural sometidos a cargas multihazard (tifones y sismos) aplicados a torres de transmisión. Mediante un enfoque de aprendizaje activo y técnicas de clasificación basadas en gradient boosting (XGBoost), lograron pronosticar la probabilidad de colapso considerando parámetros estructurales, geométricos y de daño acumulado. Hallaron que, en escenarios consecutivos de cargas extremas, el riesgo de colapso se incrementa significativamente, reforzando la importancia de la evaluación de la vulnerabilidad multiamenaza. El análisis multihazard desarrollado en este antecedente resulta útil para estudiar el comportamiento estructural cuando se superponen diversas solicitaciones. En el marco de la investigación sobre la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional, la noción de daños acumulados y la probabilidad de colapso proveen un enfoque integral para el análisis Pushover, permitiendo adaptar estrategias de modelado y evaluación de riesgo que contemplen tanto la acción sísmica como otros potenciales peligros

2.1.2. Antecedentes nacionales

La autora Jauni (2024), cuya investigación se tituló “Diseño estructural de una edificación de 5 niveles empleando el análisis no lineal pushover, Amarilis - Huánuco - 2023”, se centró en optimizar el diseño estructural de un edificio de cinco niveles, aplicando el análisis no lineal Pushover como herramienta principal. Sus objetivos específicos involucraron el predimensionamiento de elementos, el modelamiento en ETABS y la determinación de parámetros sismorresistentes, siguiendo la normativa técnica local para garantizar la integridad de la estructura.

El estudio empleó un enfoque cuantitativo y buscó explicar las relaciones causales en el comportamiento sísmico de la edificación a través de un diseño no experimental. Las conclusiones resaltaron la importancia de considerar la zonificación sísmica local y de adoptar el análisis Pushover para evaluar con mayor precisión la vulnerabilidad estructural. Este antecedente contribuye a la presente tesis, al evidenciar la relevancia de la metodología no lineal en la revisión de parámetros de diseño y desempeño sísmico, así como en la adaptación de los modelos estructurales a la normativa local.

El autor Oscategui (2024), bajo el título “Análisis lineal y análisis no lineal pushover para diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado, Amarilis - Huánuco - 2023”, realizó una comparación entre los enfoques lineal y no lineal Pushover en el diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado. Su estudio, de carácter cuantitativo, incorporó normativas nacionales e internacionales y permitió evidenciar que, si bien el análisis lineal cumple con los estándares de deriva, el análisis no lineal Pushover ofrece un panorama más detallado de la respuesta estructural. En su propuesta, se evaluó la discrepancia entre ambos métodos, enfatizando la necesidad de integrar análisis más avanzados en proyectos ubicados en zonas sísmicamente activas. La relevancia de este antecedente radica en que refuerza el planteamiento de la presente investigación al subrayar la importancia de métodos no lineales para capturar el comportamiento real de estructuras multifuncionales, brindando lineamientos para robustecer la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

El autor Eduardo (2019), cuya investigación se tituló “Verificación de la Confiabilidad del Análisis Dinámico Espectral Mediante el Análisis no Lineal (Push-Over) de un Edificio de 5 Niveles”, efectuó el diseño de una edificación multifamiliar y posteriormente verificó su desempeño mediante el análisis estático no lineal Pushover. Se predimensionaron los elementos con base en un plano arquitectónico y se empleó software especializado (ETABS) para simular las cargas sísmicas y combinaciones de carga pertinentes. El procedimiento contempló la generación de la curva de capacidad y la determinación de rótulas plásticas para

estimar el comportamiento estructural tras un evento sísmico. Este enfoque permitió identificar el nivel de daño potencial y verificar la corrección del diseño inicial. Este antecedente aporta al análisis propuesto en la presente tesis, dado que subraya la utilidad de los modelos Pushover para determinar puntos de desempeño y el nivel de daño estructural. De esta forma, brinda fundamentos teóricos y prácticos que son altamente aplicables a la evaluación de un bloque multifuncional expuesto a escenarios sísmicos.

Los autores Zárate y Zaravia (2022), cuya investigación se denominó “Evaluación de la respuesta sísmica de una estructura importante de concreto armado en la costa de Lima con presencia de pisos de doble altura en diferentes ubicaciones mediante un análisis no-lineal pushover para determinar los efectos globales”, analizaron el comportamiento de un edificio de 15 niveles, considerando la ubicación de pisos de doble altura en distintos niveles. Para ello, aplicaron la normativa peruana y la ASCE/SEI 41-13, junto con el Método del Espectro de Capacidad (FEMA 440) y el Método de Coeficientes (ASCE/SEI 41-13). Los resultados mostraron que la presencia de dichas irregularidades en niveles específicos puede desencadenar mecanismos de falla frágil en ciertos ejes, afectando la ductilidad de la estructura. Este estudio se vincula con la tesis actual al resaltar cómo configuraciones estructurales complejas, como pisos de doble altura, pueden alterar la respuesta sísmica global. Así, orienta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones multifuncionales que presenten elementos con geometrías o distribuciones no convencionales.

Los autores Vasquez y Orellana (2024), bajo el título “Diseño por desempeño de una vivienda multifamiliar de 5 pisos mediante el análisis estático no lineal Pushover en Villa el Salvador”, desarrollaron un estudio que aplicó el análisis Pushover para validar el diseño estructural de un edificio multifamiliar. Su metodología incluyó el uso de software especializado (ETABS) y la consideración de reglamentos vigentes (RNE, ASCE 41-17, FEMA 356, SEAOC Visión 2000) para evaluar la curva de capacidad y los puntos de desempeño a diversos niveles de demanda sísmica. Se concluyó que la estructura analizada alcanza un nivel de

desempeño aceptable, mostrando buena ductilidad y disipación de energía en la fase inelástica. Este antecedente confirma la pertinencia de aplicar metodologías no lineales en el diseño y verificación de estructuras sometidas a carga sísmica. Para el estudio sobre la investigación planteada refuerza la importancia de la validación por desempeño y la utilidad de los modelos no lineales en escenarios sísmicos para asegurar la continuidad de funciones esenciales.

2.2.3. Antecedentes Locales

El autor Del Carpio (2024), desarrolló la investigación titulada “Evaluación y reforzamiento incremental del bloque A del Hospital II-2 Tarapoto para mejorar su desempeño sísmico en 2024”, cuyo principal objetivo fue incrementar la resiliencia de un bloque hospitalario frente a eventos sísmicos. A través de análisis modal y análisis estático no lineal (Pushover), se evidenció que la estructura cumplía con los requisitos normativos en derivas y periodos fundamentales, pero presentaba un desempeño cercano al colapso para sismos máximos, especialmente en la dirección X. El reforzamiento se planteó en fases, usando muros de concreto armado y arriostres metálicos. Cada fase demostró mejoras en la rigidez estructural, la capacidad de carga y la disipación de energía, materializadas en reducciones considerables de los periodos fundamentales y derivas, junto con aumentos en la capacidad lateral y las fuerzas cortantes. El aporte de este antecedente para la tesis radica en la demostración de cómo un reforzamiento estructural escalonado puede optimizar la respuesta sísmica de edificios críticos, planteando estrategias de mejora continua que podrían ser aplicadas en el ámbito académico-institucional.

El autor Jorge (2024), presentó la tesis titulada “Desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal Pushover y tiempo historia como método de evaluación rápida en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024”, enfocándose en el Centro de Salud de Conchopata. Se aplicaron análisis Pushover y tiempo historia para estimar la capacidad de la estructura ante distintos niveles de amenaza sísmica, utilizando software especializado (ETABS) y modelos constitutivos no lineales para concreto y acero. Los hallazgos confirmaron que la edificación alcanzó un desempeño sísmico aceptable según la norma peruana E.030 y lineamientos FEMA,

destacando la disminución en tiempos de vibración y derivas máximas tras el reforzamiento. Este antecedente se vincula estrechamente con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica propuesta, ya que ilustra la utilidad de la combinación de análisis no lineal estático y análisis tiempo historia para verificar la eficacia de intervenciones en infraestructuras críticas, recomendando su aplicación en otras edificaciones de relevancia institucional.

El autor Pérez (2024), desarrolló la tesis denominada “Evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la Institución Educativa Pública N°22459, en el distrito de Pisco – Ica, 2023”. Se modeló la no linealidad de muros de albañilería mediante rótulas concentradas en puntales diagonales, verificadas con ensayos experimentales locales, y se incorporaron registros sísmicos para el análisis dinámico no lineal. Los resultados evidenciaron un desempeño estructural que alcanzó el nivel de resguardo de vida para un sismo máximo, observándose una alta concordancia (superior al 90 %) entre los desplazamientos laterales estimados por los métodos estático y dinámico no lineales. La importancia de este estudio para la investigación actual radica en la validación de metodologías no lineales en edificaciones de baja altura y regularidad, transfiriendo criterios y pautas analíticas que pueden ser aplicadas en la evaluación de un bloque multifuncional destinado a la enseñanza superior, especialmente en relación con la fiabilidad de los métodos estático y dinámico.

El autor Ancco (2021), desarrolló la tesis “Evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica mediante el análisis no lineal de estructuras aporticadas de concreto armado”. Su propósito fue establecer un criterio técnico para determinar cuantitativamente el factor de reducción sísmico (R) en función de la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia, combinando análisis sísmico y no lineal estático (Pushover) para 28 edificaciones con 98 pórticos en total. Entre los hallazgos, se concluyó que la ductilidad representa el 49 % de la contribución al factor R , la sobre resistencia un 22 % y la redundancia un 29 %. Este antecedente provee un enfoque esencial para la presente tesis, al ofrecer herramientas para comprender cómo el factor R se ve influido por diferentes parámetros estructurales.

Aplicado al bloque multifuncional en evaluación, facilita la definición de los coeficientes sísmicos con mayor precisión y robustece el procedimiento para estimar su vulnerabilidad sísmica.

2.2. Bases teórico científicas

2.2.1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica constituye un parámetro central en la ingeniería estructural, pues describe la probabilidad de que una edificación sufra daños considerables o incluso colapse cuando es sometida a solicitaciones sísmicas (Coburn y Spence, 2002; Priestley, 2007). Según la definición de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, 2000), esta vulnerabilidad se traduce en la probabilidad de que la estructura alcance o supere un estado límite de daño ante cierto nivel de demanda sísmica. Para su cuantificación, se emplean tanto metodologías analíticas como experimentales, las cuales abarcan el análisis de los mecanismos de degradación de la rigidez y resistencia de los elementos, la evaluación del desempeño no lineal y la consideración de diversas combinaciones de carga (Chopra, 2012).

En la práctica, la vulnerabilidad sísmica depende de factores intrínsecos, como el sistema estructural, la configuración arquitectónica, la calidad de los materiales y la redundancia en la distribución de los elementos resistentes; así como de factores extrínsecos, tales como las características del terreno, la zonificación sísmica y la intensidad del evento esperado (Chopra y Goel, 1999). Por ello, la selección de modelos y métodos de análisis adecuados resulta esencial para lograr estimaciones fidedignas, de manera que los resultados permitan adoptar estrategias efectivas de reforzamiento y diseñar planes de mitigación del riesgo sísmico de forma oportuna.

2.2.1.1. Peligro Sísmico vs. Riesgo Sísmico

El peligro sísmico, frecuentemente denominado amenaza sísmica, se define como la probabilidad de que ocurra un movimiento sísmico de una determinada intensidad en un sitio específico y durante un periodo de exposición definido

(Kramer, 1996). Este parámetro es una propiedad intrínseca de la naturaleza geológica y sismotectónica de la región, independiente de la intervención humana, y se cuantifica generalmente a través de mapas de isoaceleraciones que estiman la Aceleración Máxima del Suelo (PGA) para diferentes periodos de retorno. Su evaluación requiere el análisis de fuentes sismogénicas, leyes de atenuación y las condiciones locales del suelo que pueden amplificar las ondas sísmicas.

Por el contrario, el riesgo sísmico representa la estimación de las posibles consecuencias sociales y económicas, tales como pérdidas humanas, daños físicos a la infraestructura y la interrupción de actividades, resultantes de la ocurrencia de un evento sísmico severo (Barbat et al., 2010). Matemáticamente, el riesgo se conceptualiza como la convolución del peligro sísmico, la vulnerabilidad de los elementos expuestos y el costo o grado de exposición de dichos elementos. Por consiguiente, mientras que el peligro sísmico no puede ser reducido por la ingeniería, el riesgo sísmico sí es mitigable mediante la reducción de la vulnerabilidad estructural y la planificación urbana adecuada.

2.2.1.2. Tipos de Vulnerabilidad: Estructural y No Estructural

La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad de los elementos primarios del sistema resistente de carga (vigas, columnas, muros de corte, cimentaciones) a sufrir degradación de rigidez, pérdida de resistencia o colapso ante sollicitaciones sísmicas (ASCE/SEI 41-17, 2017). La evaluación de este tipo de vulnerabilidad se centra en determinar si la estructura posee la ductilidad y capacidad de disipación de energía necesarias para incursionar en el rango inelástico sin alcanzar la falla global. En edificaciones esenciales, como las instituciones educativas, el control de la vulnerabilidad estructural es crítico para garantizar la seguridad de la vida y evitar el colapso progresivo del edificio.

De manera complementaria, la vulnerabilidad no estructural abarca el comportamiento de los componentes que no forman parte del sistema de soporte de cargas, tales como tabiquería, acabados de fachada, cielorrasos e instalaciones sanitarias y eléctricas (Miranda y Taghavi, 2005). Aunque el fallo de estos elementos rara vez provoca el colapso del edificio, representa la mayor fuente de

pérdidas económicas y puede comprometer la funcionalidad inmediata de la edificación tras un sismo. Investigaciones recientes indican que, en edificios multifuncionales, el daño en componentes no estructurales puede inhabilitar el servicio educativo incluso si la estructura principal permanece intacta, subrayando la importancia de asegurar correctamente estos elementos ante aceleraciones de piso.

Dimensión: Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos constituyen la base fundamental para la caracterización de la acción sísmica que puede afectar a una edificación, ya que abarcan un conjunto de variables derivadas de las propiedades geológicas, geotécnicas y sismológicas del lugar (Park y Paulay, 1975). Dicha caracterización suele incluir elementos como la aceleración máxima del terreno, los espectros de diseño, los perfiles de velocidad de onda de corte y la clasificación del suelo, entre otros. Su correcta determinación resulta crítica para estimar con mayor exactitud la demanda sísmica que experimentará la estructura durante un evento telúrico, lo cual, a su vez, influye de manera directa en el modelado, la asignación de cargas y la selección de métodos de análisis.

Por tanto, una definición precisa de los parámetros sísmicos permite incorporar las particularidades del entorno físico al diseño estructural. De este modo, la resistencia, ductilidad y disipación de energía son evaluadas bajo condiciones representativas de la realidad, evitando sobreestimaciones o subestimaciones en el comportamiento previsto. En la práctica profesional, los reglamentos de construcción, como la Norma E.030 en el contexto peruano, establecen criterios técnicos y recomendaciones que orientan este proceso de definición, buscando garantizar la seguridad y confiabilidad de la edificación ante sollicitaciones sísmicas de diversa intensidad.

2.2.1.3. Sistemas Estructurales

- **Sistemas Aporticados y Duales (Definición según E.030)**

Según lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente, la clasificación de los sistemas estructurales de concreto armado depende de la capacidad de sus componentes para resistir la fuerza cortante sísmica en la base. El sistema aporticado se define como aquel donde por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas y los pórticos. Este sistema destaca por su alta ductilidad y capacidad para disipar energía, aunque presenta una rigidez lateral inferior en comparación con los sistemas de muros, lo que exige un control estricto de los desplazamientos laterales o derivas para prevenir daños en los elementos no estructurales (MVCS, 2018).

Por su parte, el sistema dual es aquel en el que la acción sísmica es resistida de manera conjunta por pórticos y muros estructurales o placas. La norma indica que, para clasificar como dual, la fuerza cortante absorbida por los muros debe situarse entre el 20 % y el 70 % del cortante total en la base, y los pórticos deben tener la capacidad de resistir independientemente al menos el 30 % de las cargas de gravedad (MVCS, 2018). Este sistema resulta muy eficiente en zonas de alto peligro sísmico como Tacna, ya que integra la rigidez lateral de los muros necesaria para controlar las deformaciones con la capacidad de disipación de energía de los pórticos, lo que genera un comportamiento redundante y estable en el rango inelástico (Paulay y Priestley, 1992).

- **Irregularidades Estructurales (Altura y Planta) y su penalización**

Las irregularidades estructurales corresponden a configuraciones geométricas o distribuciones de masa y rigidez que causan concentraciones de esfuerzos y demandas de ductilidad no uniformes durante un evento sísmico. La Norma E.030 agrupa estas anomalías en dos categorías: irregularidades en altura, como el piso blando, la irregularidad de masa o la discontinuidad de elementos verticales; e irregularidades en planta, tales como la torsión excesiva, esquinas entrantes o discontinuidad del diafragma (MVCS, 2018). La existencia de estas

características modifica de forma considerable la respuesta dinámica de la edificación, lo que en muchos casos invalida las hipótesis del análisis estático y demanda procedimientos dinámicos más complejos para capturar los efectos torsionales y la amplificación de desplazamientos. Con el fin de reducir el riesgo asociado a estas configuraciones, la normativa aplica una penalización directa sobre el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (R_0). Esta penalización se ejecuta a través de los factores de irregularidad en altura (I_a) y en planta (I_p), cuyos valores son inferiores a la unidad en función de la gravedad de la irregularidad identificada. En términos matemáticos, el coeficiente de diseño final se calcula como el producto de R_0 , I_a e I_p . Esta reducción del valor de R aumenta la fuerza sísmica de diseño, lo que obliga al ingeniero a proveer a la estructura de una mayor resistencia lateral para compensar la ausencia de regularidad y asegurar un desempeño adecuado ante sismos severos (Elnashai y Di Sarno, 2015).

a. Zonificación

La zonificación sísmica se basa en la subdivisión territorial de un país o región acorde con la peligrosidad sísmica, definida por la historia de eventos sísmicos, fallas geológicas y comportamiento del suelo (Fajfar, 2000). En el Perú, la Norma E.030 establece zonas sísmicas con coeficientes de diseño diferenciados.

b. Parámetros del Suelo

La interacción suelo-estructura varía de acuerdo con la clasificación y propiedades del terreno. La Norma E.030 considera diferentes tipos de suelo (S_0 , S_1 , S_2 , S_3), los cuales influyen en la amplificación de la respuesta sísmica de la edificación, especialmente en su período fundamental (Chopra y Goel, 1999).

c. Factor de Ampliación Sísmica

El factor de amplificación sísmica (F_a) se asocia a la influencia del suelo en la aceleración que experimenta la estructura. Dicha amplificación se calcula en función de la categoría de suelo y la aceleración de diseño, modulando la respuesta de la edificación ante movimientos sísmicos de distinta intensidad (ASCE/SEI 41-17, 2017).

d. Categoría de las Edificaciones

La categoría o importancia de la edificación determina coeficientes adicionales de seguridad y de reducción de vulnerabilidad. En edificaciones destinadas a la enseñanza superior, consideradas de alta importancia, se incrementan los niveles de exigencia sismorresistente (FEMA 440, 2005). Esto repercute en la selección de factores de diseño y en la disposición de sistemas estructurales que garanticen la continuidad de sus funciones.

Dimensión: Análisis Estático

El análisis estático constituye un método simplificado de estimación de la respuesta sísmica de una edificación, en el cual las fuerzas laterales se calculan en función de la masa de cada nivel y de la altura relativa en la estructura (Priestley, 2007). Esta aproximación asume un comportamiento elástico-limitar en los materiales, lo que permite simplificar la distribución de esfuerzos y desplazamientos bajo cargas sísmicas. A pesar de sus limitaciones, resulta una herramienta valiosa en las etapas preliminares del diseño, pues facilita la determinación aproximada de la demanda sísmica sobre cada piso y orienta la concepción inicial de la configuración estructural.

En la práctica, las normativas vigentes suelen estipular procedimientos y fórmulas estándar para la asignación de las fuerzas estáticas equivalentes. Con ello se busca garantizar que la estructura posea un grado mínimo de resistencia y rigidez para hacer frente a sismos de pequeña a moderada intensidad. Aunque no considera explícitamente las no linealidades ni las posibles concentraciones de daños, el análisis estático sigue siendo relevante para establecer criterios iniciales de diseño y dimensionamiento, sobre todo en estructuras regulares y de mediana altura (Chopra y Goel, 1999).

a. Cargas Laterales

En un análisis estático, las cargas laterales representan la fuerza inercial inducida por la aceleración sísmica (Chopra, 2012). Estas se aplican sobre cada nivel de la estructura, considerando su masa y la altura con respecto a la base.

b. Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas derivan de la aceleración del terreno sobre la estructura. Su cálculo considera la aceleración espectral de diseño y la masa efectiva de los niveles; la Norma E.030 y otras referencias internacionales pautan la forma de distribución de estas fuerzas (ASCE, 2016).

c. Cortante Basal

El cortante basal (V_b) es la suma de todas las fuerzas sísmicas distribuidas en altura, y representa el esfuerzo total en la base de la estructura (Priestley, 2007). Con frecuencia, se emplea para dimensionar los elementos críticos (columnas, muros de corte, arriostramientos), dado que concentra la fuerza resultante del sismo en el punto de empotramiento (Krawinkler y Miranda, 2004).

d. Derivas

Las derivas representan el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos. Se establecen límites de deriva para garantizar la integridad de elementos no estructurales y la seguridad de los ocupantes (FEMA 356, 2000). Niveles excesivos de deriva pueden ocasionar daños graves en fachadas y particiones interiores, además de comprometer la estabilidad global.

Comportamiento No Lineal de Materiales

2.2.1.4. No linealidad del Concreto

- Concreto confinado vs. no confinado

El comportamiento mecánico del concreto varía drásticamente dependiendo de la presencia de refuerzo transversal, como estribos o zunchos, que limitan la expansión lateral del núcleo bajo compresión. El concreto no confinado se caracteriza por un comportamiento frágil una vez que alcanza su resistencia máxima (f_c), presentando una caída súbita en su capacidad de carga debido al agrietamiento interno y la separación de los agregados. Este tipo de falla es indeseable en el diseño sismorresistente, ya que no permite la disipación de energía necesaria para soportar desplazamientos inelásticos severos (Mander et al., 1988).

En contraste, el concreto confinado experimenta un incremento sustancial tanto en su resistencia a la compresión como en su ductilidad final. La presión lateral pasiva ejercida por el acero transversal sobre el núcleo de concreto retrasa el pandeo de las barras longitudinales y mantiene la integridad del material incluso a grandes deformaciones unitarias. Estudios experimentales demuestran que el confinamiento efectivo permite que la deformación última del concreto (ϵ_{cu}) supere ampliamente el valor estándar de 0,003, lo cual es fundamental para garantizar la capacidad de rotación en las zonas críticas de los elementos estructurales (Priestley et al., 1996).

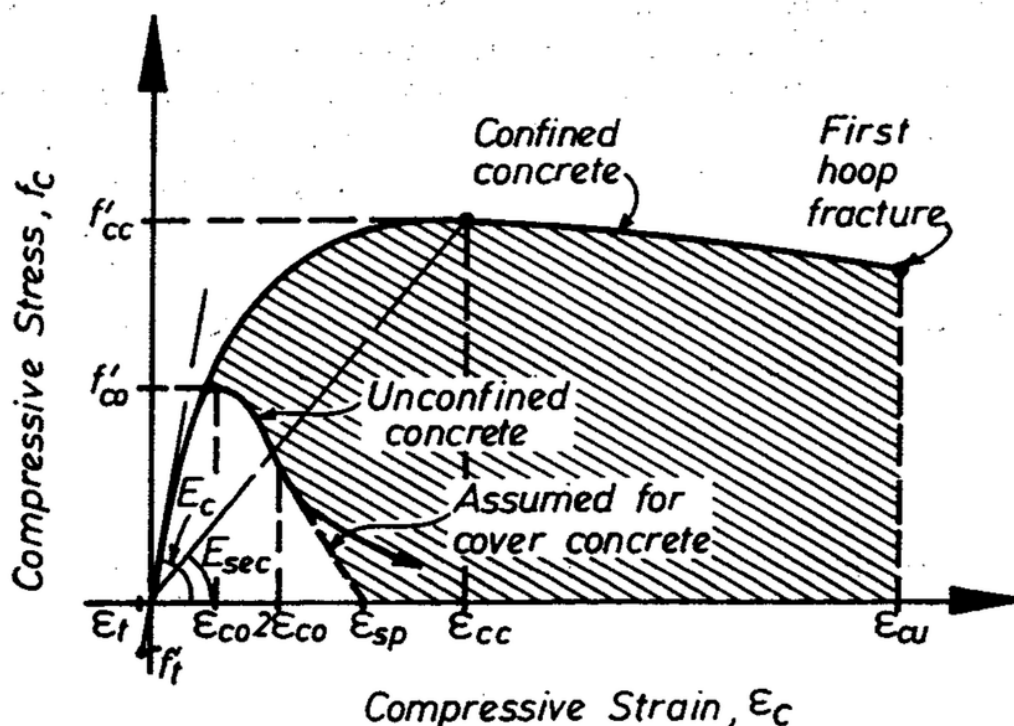
- **Modelo constitutivo de Mander (Gráfico Esfuerzo-Deformación)**

El modelo propuesto por Mander, Priestley y Park en 1988 se ha establecido como el estándar internacional para representar la relación esfuerzo-deformación del concreto en análisis no lineales. Este modelo unificado es aplicable a secciones de diversas geometrías y niveles de confinamiento, basándose en una ecuación única que describe tanto la rama ascendente como la descendente de la curva. La formulación considera la presión efectiva de confinamiento en función de la cuantía y configuración del acero transversal, permitiendo calcular con precisión el incremento de resistencia (f'_{cc}) respecto al concreto simple (Mander et al., 1988).

Gráficamente, el modelo de Mander ilustra cómo el confinamiento modifica la envolvente de respuesta del material. Mientras que la curva del concreto no confinado cae rápidamente tras el pico, la curva del concreto confinado muestra una rama descendente mucho más suave y prolongada, lo que representa una mayor energía de deformación acumulada antes de la falla. En el software de análisis estructural, la correcta definición de estas curvas es crítica, pues determina el momento exacto en que las fibras de la sección comienzan a perder capacidad de carga durante la simulación del empuje incremental (Krawinkler, 1996).

Figura 1

Modelo constitutivo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado



Nota. El gráfico muestra el incremento de resistencia y ductilidad debido al confinamiento transversal. Adaptado de Mander et al. (1988).

2.2.1.5. No linealidad del Acero de Refuerzo

- Comportamiento elasto-plástico con endurecimiento

El acero de refuerzo presenta un comportamiento lineal elástico hasta alcanzar su punto de fluencia (f_y), momento a partir del cual las deformaciones aumentan considerablemente sin un incremento significativo del esfuerzo. En el análisis no lineal, es común idealizar este comportamiento mediante modelos bilineales o trilineales que capturan la transición de la fase elástica a la plástica. La longitud de la plataforma de fluencia es un indicador clave de la ductilidad del material, permitiendo que las secciones de concreto armado desarrollen grandes rotaciones sin sufrir una fractura frágil del refuerzo a tracción (Chen y Han, 1988).

Sin embargo, para una evaluación realista del colapso, es indispensable considerar la zona de endurecimiento por deformación, donde el acero recupera capacidad de carga hasta llegar a su esfuerzo último (f_u). Ignorar este endurecimiento puede conducir a subestimar la resistencia real de los elementos y a una predicción errónea de los mecanismos de falla, especialmente en estructuras sometidas a grandes desplazamientos. Los modelos constitutivos avanzados incorporan esta rama de endurecimiento para reflejar con exactitud la reserva de resistencia que posee la estructura antes de la rotura física de las barras (Mander et al., 1988).

2.2.1.6. Formación de Rótulas Plásticas (Hinges)

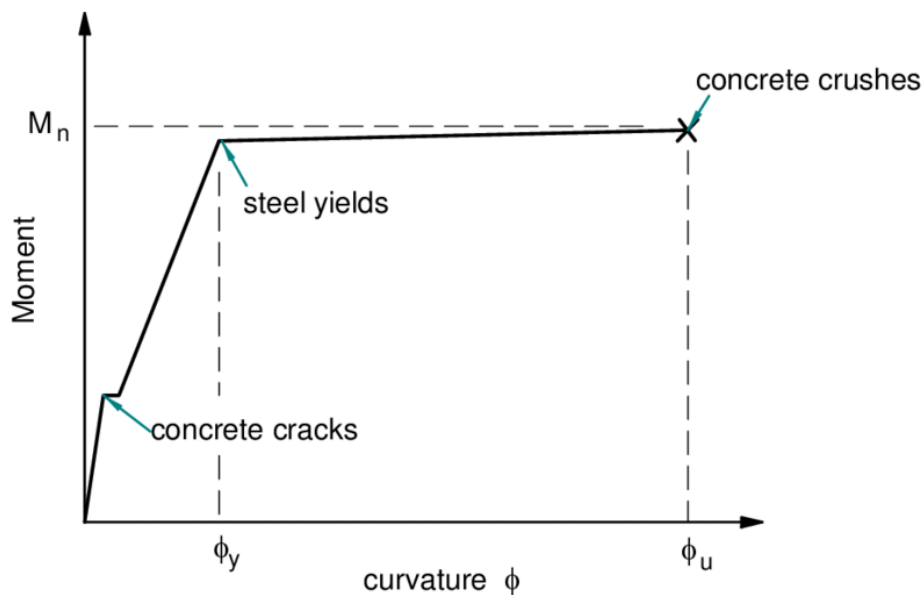
- Diagramas Momento-Curvatura.

El análisis Momento-Curvatura ($M-\phi$) es la herramienta fundamental para determinar la capacidad flexional y la ductilidad de una sección transversal de concreto armado. Este diagrama se construye mediante el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la sección, integrando los modelos constitutivos no lineales del concreto y el acero descritos anteriormente. La curva resultante muestra la evolución del momento resistente conforme aumenta la curvatura, permitiendo identificar puntos clave como la primera fluencia del acero y el agotamiento de la capacidad de compresión del concreto (Mander et al., 1988).

La interpretación de este diagrama es esencial para asignar las propiedades a las rótulas plásticas en el modelo computacional. El área bajo la curva $M-\phi$ hasta la curvatura última representa la energía que la sección puede disipar. Una sección con un confinamiento deficiente mostrará una caída abrupta en el diagrama tras alcanzar el momento máximo, mientras que una sección bien detallada exhibirá una larga plataforma plástica, indicando una alta capacidad de rotación indispensable para cumplir con los objetivos de desempeño sísmico exigidos en zonas de alta sismicidad (Krawinkler, 1996).

Figura 2

Diagrama Momento-Curvatura típico para una sección de concreto armado



Nota. Se observan los puntos de fluencia del acero y la capacidad última de la sección. Tomado de Mander et al. (1988).

- Interacción P-M-M (Carga Axial - Momento Biaxial) en columnas

En las columnas, la capacidad de resistencia a momento flector no es un valor constante, sino que depende directamente de la carga axial (P) actuante y de la interacción de momentos en las dos direcciones principales (M_x y M_y). Esta relación se representa geométricamente mediante una superficie de interacción tridimensional P-M-M. Durante un sismo, la carga axial en las columnas fluctúa debido al efecto del sismo vertical y al vuelco de la estructura, lo que provoca que la capacidad de momento y la ductilidad disponible de la columna cambien constantemente a lo largo del análisis (Chen y Han, 1988).

El Análisis Pushover debe considerar esta interacción dinámica para evaluar correctamente la vulnerabilidad de los elementos verticales. Una carga axial elevada incrementa la resistencia a flexión pero reduce drásticamente la ductilidad, haciendo que la falla sea más frágil y explosiva. Por ello, los modelos numéricos modernos actualizan la rigidez y la resistencia de la rótula plástica en cada paso de

carga en función de la fuerza axial instantánea, asegurando que se detecten posibles fallas por compresión excesiva que podrían desencadenar un colapso progresivo del edificio (Park y Paulay, 1975).

2.2.2. Análisis Pushover (Variable independiente)

El Análisis Pushover es una técnica no lineal estática que modela de forma progresiva el incremento de las fuerzas laterales o los desplazamientos en la estructura, hasta llegar al surgimiento de un mecanismo de colapso o a un estado límite específico de desempeño (Krawinkler, 1996; Fajfar y Fischinger, 1988). A diferencia de los análisis puramente elásticos, este método considera los efectos de la degradación de rigidez y resistencia, y la aparición de rótulas plásticas en los elementos estructurales. De este modo, se puede mapear la evolución de daños y localizar las zonas de mayor vulnerabilidad conforme las solicitaciones superan los límites elásticos.

En la práctica, el Análisis Pushover se ve reflejado en la generación de una curva de capacidad, que relaciona la fuerza cortante total en la base con el desplazamiento del techo. A través de dicha curva, se evalúan sucesivamente los diferentes estados de desempeño: desde la primera formación de rótulas plásticas hasta el posible colapso global. Esta herramienta, adoptada por normativas internacionales como la ASCE/SEI 41, se ha convertido en un pilar del diseño sismorresistente basado en el desempeño, ya que permite identificar de manera clara los puntos críticos de la estructura y orientar estrategias efectivas de refuerzo o rehabilitación.

2.2.2.1. Metodologías de Evaluación

- Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)

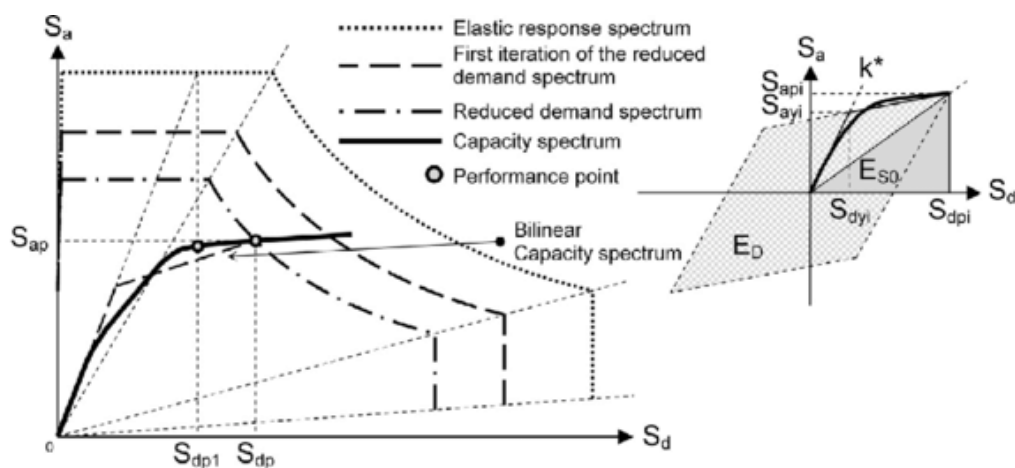
El Método del Espectro de Capacidad (CSM), introducido por el Applied Technology Council en el documento ATC-40, evalúa el desempeño sísmico comparando la capacidad de la estructura con la demanda sísmica en un formato gráfico denominado Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento (ADRS). En este procedimiento, la curva de fuerza-desplazamiento obtenida del

análisis Pushover se transforma en un espectro de capacidad, convirtiendo el cortante basal y el desplazamiento del techo en aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d) mediante factores de participación modal. Esta conversión permite superponer directamente la curva de la estructura sobre el espectro de demanda elástica, facilitando la visualización del punto donde la capacidad suministrada iguala a la demanda impuesta (ATC-40, 1996).

Una característica distintiva de este método es la reducción del espectro de demanda sísmica para reflejar la disipación de energía histerética de la estructura en el rango no lineal. En lugar de utilizar un amortiguamiento fijo del 5 %, el CSM calcula un amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) basado en el área de los lazos de histéresis generados durante los ciclos de carga y descarga. La intersección entre el espectro de capacidad y este espectro de demanda reducido define el punto de desempeño. Aunque fue pionero, este enfoque iterativo ha sido objeto de críticas por subestimar las deformaciones en estructuras con degradación significativa de rigidez, lo que ha llevado a su perfeccionamiento en normativas posteriores (Chopra y Goel, 1999).

Figura 3

Determinación del punto de desempeño mediante el formato ADRS



Nota. Intersección entre el espectro de demanda reducido y la curva de capacidad de la estructura (ATC-40, 1996).

- **Método de los Coeficientes de Desplazamiento (FEMA 356 / ASCE 41)**

El Método de los Coeficientes de Desplazamiento (DCM), formalizado inicialmente en FEMA 356 y actualizado en el estándar ASCE 41, estima el desplazamiento objetivo (δ_t) modificando la respuesta elástica lineal de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF). A diferencia de la reducción espectral del ATC-40, este método aplica una serie de coeficientes multiplicativos (C_0 , C_1 , C_2 , C_3) al desplazamiento espectral elástico. Estos coeficientes corrigen diversos factores: la transformación de un sistema de múltiples grados de libertad a uno simple (C_0), la diferencia entre desplazamientos inelásticos y elásticos (C_1), el efecto de la degradación de rigidez y resistencia (C_2) y los efectos dinámicos de segundo orden o P-Delta (C_3) (FEMA 356, 2000; ASCE/SEI 41-17, 2017).

Esta metodología se considera más robusta y directa para su aplicación en ingeniería práctica, ya que no requiere procesos iterativos complejos de convergencia. Es particularmente efectiva para evaluar estructuras donde la "regla de igual desplazamiento" no se cumple con exactitud, como en edificios de período corto o aquellos que exhiben comportamientos de ablandamiento bajo cargas cíclicas. Una vez calculado el desplazamiento objetivo, este se proyecta sobre la curva Pushover original para determinar las fuerzas internas y rotaciones plásticas en cada componente, las cuales se comparan posteriormente con los criterios de aceptación normativos para niveles de desempeño como Seguridad de Vida o Prevención de Colapso (Miranda y Ruiz, 2002).

Dimensión: metodología de análisis Pushover

El Análisis Pushover se ha consolidado como uno de los procedimientos no lineales más empleados para la evaluación del desempeño estructural, debido a su capacidad para reflejar con precisión la forma en que las estructuras van comprometiendo su rigidez y resistencia durante un evento sísmico (Krawinkler, 1996; Fajfar y Fischinger, 1988). A diferencia de los métodos elásticos, que se centran en la primera aparición de deformaciones inelásticas, el Análisis Pushover permite simular el incremento gradual de las cargas laterales (o desplazamientos) e identificar cómo los elementos estructurales se van deteriorando y formando

articulaciones plásticas conforme la demanda sísmica aumenta. Esta metodología resulta especialmente útil para revelar potenciales concentraciones de daño y mecanismos de falla localizados, aspectos críticos para la seguridad y la operatividad de las edificaciones.

En la práctica, este enfoque propicia la obtención de una curva de capacidad representación gráfica de la relación fuerza-desplazamiento que muestra el comportamiento real de la edificación hasta alcanzar un estado límite de resistencia. Dicho estado límite puede abarcar desde la incursión de daños moderados en los elementos principales hasta el colapso global de la estructura, dependiendo de las especificaciones normativas y los objetivos de desempeño preestablecidos. Bajo este panorama, se dispone de una serie de indicadores que describen el proceso de formación progresiva de fallas y el grado de daño acumulado, proporcionándole al profesional de la ingeniería civil una base sólida para la toma de decisiones en cuanto a posibles reforzamientos, reparaciones o rediseños.

2.2.3. Indicadores del Análisis Pushover

1. Patrón de Cargas Laterales

El patrón de cargas laterales puede ser uniforme (proporcional a la masa) o modal (vinculado a la forma del primer modo de vibración). Su elección influye en la distribución de los esfuerzos y la formación de rótulas plásticas (Chopra y Goel, 1999).

2. Cargas Gravitacionales

Además de las fuerzas inerciales, se consideran las cargas permanentes (peso propio, sobrecargas de uso) que actúan simultáneamente, generando un estado de esfuerzos inicial que afecta la rigidez y resistencia de los elementos (ASCE/SEI 41-17, 2017).

3. Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas (o hinges) se introducen en las secciones de columnas, vigas o muros para modelar la pérdida de rigidez y resistencia una vez rebasado el

comportamiento elástico (Park & Paulay, 1975). El número y ubicación de estas rótulas definen la ductilidad de la estructura y su capacidad de disipar energía.

4. Demanda Sísmica

La demanda sísmica es la exigencia de desplazamiento o fuerza que un evento sísmico impone sobre la estructura. Al compararse con la capacidad obtenida del Análisis Pushover, se determinan los estados límite de servicio, daño y colapso (FEMA 356, 2000).

5. Curva de Capacidad

La curva de capacidad muestra la relación fuerza-desplazamiento de la estructura a medida que se incrementan las cargas laterales. Esta gráfica permite identificar la secuencia de plastificación y la resistencia máxima alcanzada (Krawinkler y Miranda, 2004).

6. Punto de Desempeño

El punto de desempeño es el cruce entre la curva de capacidad y la curva de demanda, usualmente representada por un espectro de capacidad-demanda (Fajfar, 2000). Este punto indica los niveles de desplazamiento y fuerza para los cuales la estructura se espera que opere en un estado límite específico.

7. Espectro de Capacidad-Demanda

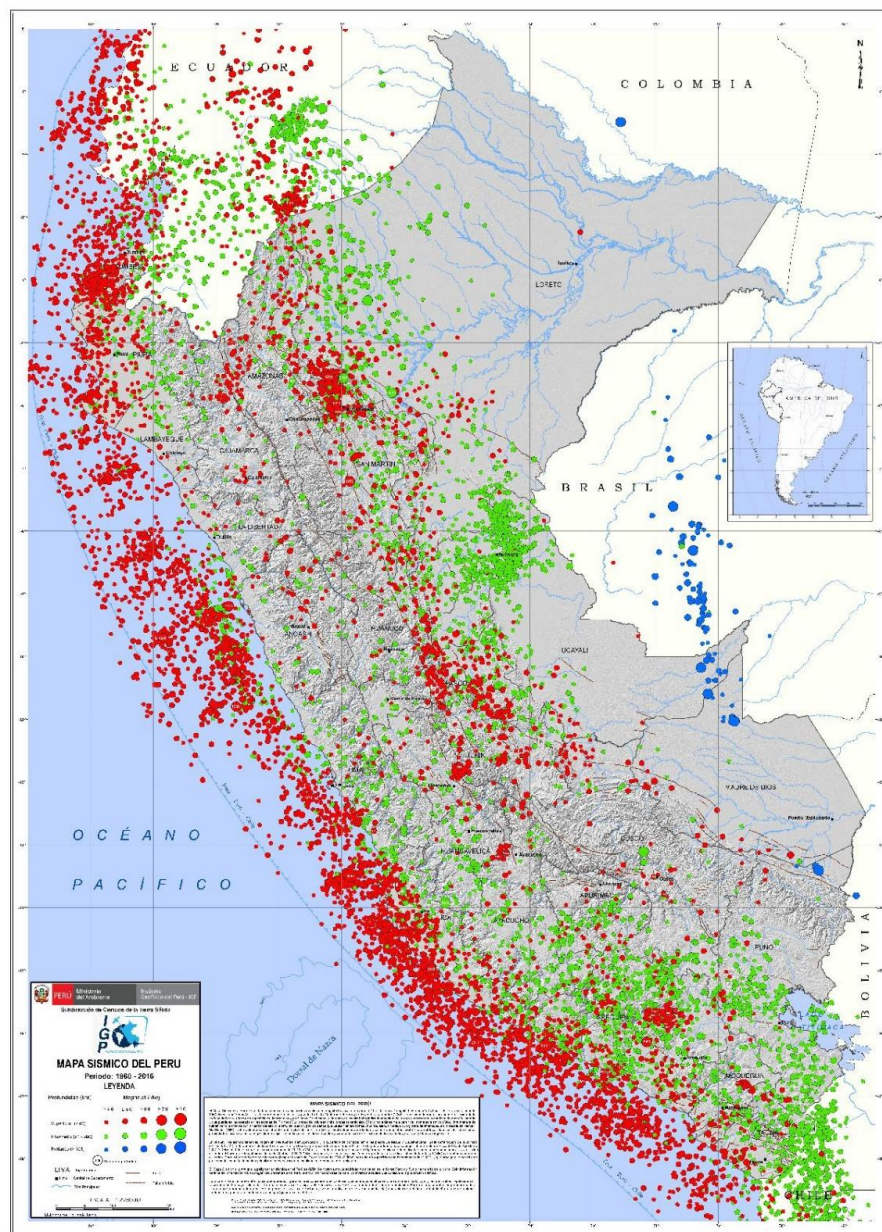
Derivado de metodologías como el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, 1996; FEMA 440, 2005), este espectro relaciona la capacidad estructural con la demanda sísmica, facilitando la evaluación del desempeño de la edificación en diversos niveles de intensidad sísmica (Chopra y Goel, 1999).

8. Realidad Sísmica del Perú

El Perú se encuentra ubicado en el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, una región caracterizada por la intensa actividad sísmica producto de la interacción de placas tectónicas, principalmente la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana (Tavera, 2010). Esta dinámica tectónica explica la

elevada frecuencia de sismos que afectan la zona costera y andina del país, generando escenarios de riesgo para la infraestructura y la población (IGP, 2019).

De acuerdo con el Instituto Geofísico del Perú (IGP), cada año se registran cientos de eventos sísmicos de magnitudes variables, la mayoría de ellos de carácter moderado, pero con potencial de daños en construcciones vulnerables (Monge, 2019). Además, el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED) señala que la ubicación geográfica del país, sumada a la compleja geomorfología del territorio, incrementa la exposición de numerosas localidades a movimientos telúricos (CENEPRED, 2020). En consecuencia, el estudio de la sismicidad peruana y la adopción de normativas sismorresistentes (por ejemplo, la Norma E.030 de Perú) revisten gran importancia para mitigar el riesgo de pérdidas humanas y materiales.

Figura 4*Mapa sísmico del Perú, periodo 1960- 2016*

Nota. Tomado de: <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-sismico-peru-periodo-1960-2016>

Realidad Sísmica del sur del Perú

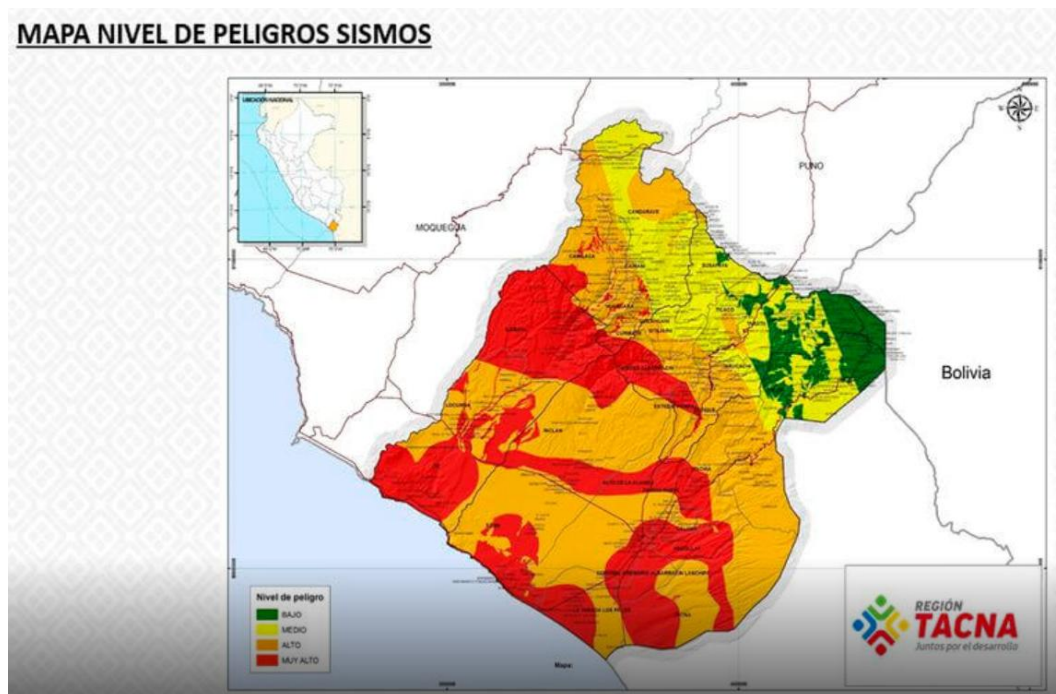
La región sur del Perú se caracteriza por una elevada actividad sísmica, debido a que el proceso de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana se produce con relativa rapidez y genera frecuentes liberaciones de energía (Tavera y Bernal, 2014). En departamentos como Arequipa, Moquegua y

Tacna, se han registrado sismos históricos de gran magnitud, como el ocurrido en el 2001, que ocasionó daños considerables en edificaciones y en la infraestructura vial (IGP, 2019).

Adicionalmente, la compleja configuración de fallas geológicas, entre las cuales destaca la falla de Incapuquio y otras que atraviesan la región, contribuyen a la ocurrencia de movimientos sísmicos locales (INGEMMET, 2018). Por esta razón, diversos organismos técnicos y científicos instan a reforzar las medidas de prevención y reducción del riesgo sísmico en el sur del país, enfocándose particularmente en la construcción y en el seguimiento de edificaciones esenciales como hospitales, escuelas y sedes institucionales (CENEPRED, 2020).

Realidad Sísmica de Tacna

La ciudad de Tacna se ubica en el extremo sur del Perú y forma parte de la franja costera fuertemente influenciada por la subducción de la placa de Nazca (IGP, 2019). Históricamente, ha experimentado movimientos telúricos de magnitud significativa que han afectado su desarrollo urbano y socioeconómico. Entre los episodios más recientes se cuentan los sismos de 2001 y 2014, cuyas ondas sísmicas impactaron notablemente la infraestructura pública y privada (Tavera y Bernal, 2014).

Figura 5*Mapa nivel de peligros sismos*

Nota. Tomado de Diario Sin Fronteras (Diario Sin Fronteras, 2021).

Según estudios del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET) y del IGP, la región presenta suelos susceptibles a amplificación sísmica, especialmente en las áreas cercanas al litoral y en zonas de sedimentación reciente (INGEMMET, 2018). Esto implica la necesidad de aplicar criterios rigurosos de diseño sismorresistente, contemplados en la Norma E.030, y de llevar a cabo evaluaciones estructurales con procedimientos avanzados, como el Análisis Pushover, para reducir la vulnerabilidad de las edificaciones ante potenciales eventos de gran magnitud (Monge, 2019). Asimismo, las autoridades locales promueven planes de contingencia y la ejecución de simulacros periódicos, a fin de concientizar a la población y fortalecer la resiliencia de la ciudad frente a futuras amenazas sísmicas (CENEPRED, 2020).

2.2.4. Filosofía del Diseño Basado en Desempeño (SEAOC Vision 2000)

El Diseño Basado en Desempeño (PBD), formalizado conceptualmente por el Comité Vision 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California

(SEAOC) en 1995, representa un cambio de paradigma respecto al diseño prescriptivo tradicional. Mientras que la normativa convencional busca un único objetivo de seguridad para un sismo raro, el PBD plantea una metodología multi-nivel que exige que la edificación cumpla con diversos objetivos de desempeño (desde operatividad total hasta prevención de colapso) ante diferentes niveles de intensidad sísmica (sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros). Esta filosofía permite al ingeniero predecir y controlar el daño estructural y no estructural de manera explícita, alineando el comportamiento del edificio con las expectativas de seguridad y funcionalidad del propietario y la sociedad (Structural Engineers Association of California, 1995).

La herramienta central de esta filosofía es la matriz de objetivos de desempeño, la cual asocia la probabilidad de ocurrencia del sismo con el nivel de daño aceptable. Para una institución de enseñanza superior (edificación esencial), la matriz del Vision 2000 es particularmente exigente: se espera que la estructura se mantenga operativa tras sismos frecuentes y que garantice la seguridad de la vida, con daños reparables, ante eventos muy severos. La implementación de este marco teórico en la evaluación de vulnerabilidad permite identificar si el bloque multifuncional estudiado posee la rigidez y ductilidad suficientes para proteger la inversión pública y la continuidad del servicio educativo, más allá del simple cumplimiento de la resistencia mínima normativa (Ghobarah, 2001).

2.2.5. Niveles de Desempeño (Según ASCE 41-17 o FEMA)

2.2.5.1. Ocupación Inmediata (IO - Immediate Occupancy)

El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) describe un estado post-sismo en el cual la edificación mantiene su resistencia y rigidez originales casi intactas. Aunque pueden aparecer grietas menores en el concreto y fisuras leves en la tabiquería, el sistema estructural vertical y lateral no sufre deformaciones permanentes significativas. Los sistemas mecánicos, eléctricos y de plomería continúan funcionando o requieren reparaciones mínimas que no impiden el uso del edificio. Este nivel es el objetivo deseable para sismos frecuentes (con periodos de

retorno de 43 a 72 años) y es un requisito crítico para hospitales y centros de gestión de emergencias (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Desde la perspectiva del comportamiento de los materiales, en el nivel IO el acero de refuerzo no ha alcanzado su fluencia generalizada y el concreto en compresión no presenta aplastamiento ni desprendimiento del recubrimiento. El riesgo de caída de elementos no estructurales es despreciable, garantizando que el recinto sea seguro para ser habitado inmediatamente después del evento. En el análisis Pushover, este punto se sitúa en la etapa temprana de la curva de capacidad, donde la respuesta global de la estructura es predominantemente elástica o presenta una plasticidad muy incipiente (FEMA 356, 2000).

2.2.5.2. Seguridad de Vida (LS - Life Safety)

El nivel de Seguridad de Vida (LS) implica que la estructura ha sufrido daños significativos en sus componentes principales, pero mantiene un margen de seguridad ante el colapso parcial o total. En este estado, se espera un agrietamiento extenso en vigas y columnas, deformaciones permanentes visibles y posible descascaramiento del recubrimiento de concreto, aunque el núcleo confinado permanece íntegro para soportar las cargas gravitatorias. Los elementos no estructurales pueden estar severamente dañados y presentar riesgo de caída, pero las rutas de evacuación deben permanecer despejadas y transitables para asegurar la salida de los ocupantes (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Este nivel de desempeño es el estándar mínimo aceptable para sismos de diseño (sismo raro con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, aprox. 475 años de retorno). En términos de análisis no lineal, el punto LS se ubica en una zona de la curva de capacidad donde la rigidez lateral se ha degradado notablemente y se han formado múltiples rótulas plásticas. Sin embargo, la estructura aún posee capacidad de disipación de energía y no ha llegado a un estado de inestabilidad inminente. Alcanzar este nivel asegura que, aunque el edificio pueda ser económicamente irreparable, la vida humana se preserva (Park, 2002).

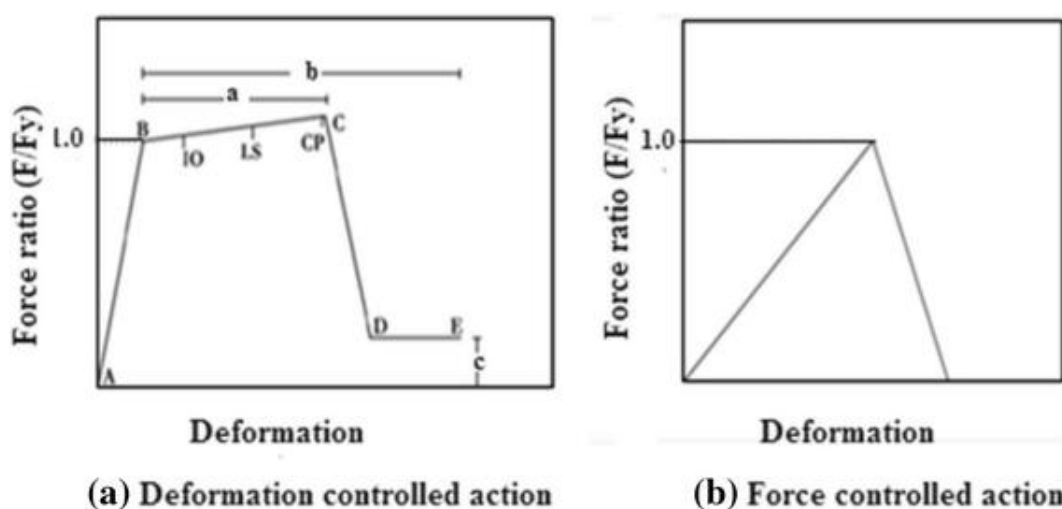
2.2.5.3. Prevención de Colapso (CP - Collapse Prevention)

El nivel de Prevención de Colapso (CP) representa el estado límite último antes de la falla estructural total. En esta condición, la edificación se encuentra en un punto de estabilidad precaria; es capaz de soportar las cargas de gravedad, pero carece de reserva de resistencia para resistir fuerzas laterales adicionales. Los daños son severos e incluyen aplastamiento del núcleo de concreto, pandeo de barras de refuerzo y deformaciones residuales extremas. Cualquier réplica sísmica fuerte podría desencadenar el derrumbe de la estructura, por lo que la ocupación está totalmente prohibida (FEMA 356, 2000).

Este nivel se evalúa típicamente bajo el escenario del Sismo Máximo Considerado (MCE, con 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años). En la curva de capacidad del análisis Pushover, el punto CP se sitúa muy cerca del descenso de la resistencia lateral, donde la ductilidad disponible está prácticamente agotada. Aceptar este nivel de desempeño implica asumir la pérdida total del activo inmobiliario, priorizando exclusivamente que la estructura no caiga sobre sus ocupantes durante el movimiento telúrico más severo posible en la zona (Structural Engineers Association of California , 1995).

Figura 6

Niveles de desempeño sísmico sobre la curva de capacidad global



Nota. Visualización de los rangos de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). Adaptado de FEMA 356 (2000).

2.2.6. Evaluación de la Vulnerabilidad

2.2.6.1. Criterios de aceptación de derivas inelásticas

La deriva de entrepiso (drift) es uno de los indicadores más fiables del daño estructural y no estructural. A diferencia de las derivas elásticas normativas (como el 0,007 de la E.030), la evaluación basada en desempeño utiliza límites de deriva inelástica máxima, los cuales son significativamente mayores y dependen del sistema estructural y del nivel de desempeño deseado. Por ejemplo, para pórticos de concreto armado, el estándar ASCE 41 sugiere límites aproximados de deriva transitoria del 1 % para Ocupación Inmediata, 2 % para Seguridad de Vida y hasta 4 % para Prevención de Colapso, aunque estos valores varían según la rigidez de los elementos y la presencia de muros de mampostería (ASCE/SEI 41-17, 2017).

La verificación de estos criterios se realiza comparando la deriva máxima obtenida en el punto de desempeño del análisis Pushover contra los valores admisibles estipulados en la literatura técnica. Si las derivas calculadas superan los límites de aceptación, se concluye que la estructura es vulnerable a sufrir daños excesivos que comprometerían su función o estabilidad. Es crucial analizar no solo la deriva global, sino las concentraciones de deriva en pisos específicos (piso blando), ya que estas discontinuidades suelen ser los precursores del colapso local (Sozen, 2002).

2.2.6.2. Interpretación del color de las rótulas plásticas (IO, LS, CP, E)

En el software de análisis estructural (como SAP2000 o ETABS), el estado de las rótulas plásticas se visualiza mediante un código de colores estandarizado que facilita la interpretación rápida del daño. La escala sigue la secuencia de la curva de comportamiento del elemento: el color Magenta o Azul suele indicar el rango de Ocupación Inmediata (IO), donde el daño es incipiente. El color Turquesa o Verde denota el rango de Seguridad de Vida (LS), señalando una plastificación moderada. El color Amarillo o Naranja advierte que se ha alcanzado el nivel de Prevención de Colapso (CP), implicando daño severo (Computers and Structures, Inc. (CSI), 2016).

Más allá del punto CP, el software utiliza el color Rojo para indicar el punto E (falla estructural) o situaciones donde la capacidad de carga ha caído por debajo de un umbral crítico, representando la rotura o inestabilidad del elemento. Durante la evaluación de vulnerabilidad de la tesis, la presencia de rótulas de color rojo o naranja en columnas principales bajo la demanda sísmica de diseño es un indicador directo de vulnerabilidad crítica. El objetivo del análisis es mapear estas rótulas para determinar si el mecanismo de falla es dúctil (vigas primero) o frágil (columnas primero), lo cual define la estrategia de reforzamiento necesaria (FEMA 356, 2000).

2.2.7. Infraestructura Educativa en el Perú

2.2.7.1. Importancia de las Edificaciones Esenciales (Categoría A)

En el contexto del diseño sismorresistente peruano, las instituciones educativas (colegios, institutos y universidades) se clasifican como Edificaciones Esenciales o de Categoría A. Según la Norma E.030, esta categoría les asigna un Factor de Uso (U) de 1.5, el valor más alto en la escala normativa. Esta exigencia superior no solo busca proteger la vida de una alta densidad de ocupantes jóvenes y personal académico, sino que también tiene un fin estratégico de gestión de riesgos, ya que estas infraestructuras suelen ser designadas como refugios, centros de acopio o puntos de atención médica tras la ocurrencia de un desastre natural mayor (MVCS, 2018).

Debido a su clasificación, el diseño estructural de estos bloques multifuncionales debe garantizar niveles de desempeño superiores a los de una edificación común de vivienda. Esto implica que, ante un sismo severo, la estructura debe mantener su integridad y funcionalidad, permitiendo una rápida recuperación de las actividades académicas. Sin embargo, la realidad de la infraestructura educativa pública en el Perú muestra una brecha significativa entre la normativa vigente y el estado actual de muchas construcciones, las cuales a menudo presentan diseños obsoletos (como el módulo 780 pre-1997) o autoconstrucción que no respeta los criterios de rigidez y ductilidad necesarios para cumplir con los estándares de la Categoría A (Zavala, 2012).

2.2.8. Patologías comunes en colegios/universidades

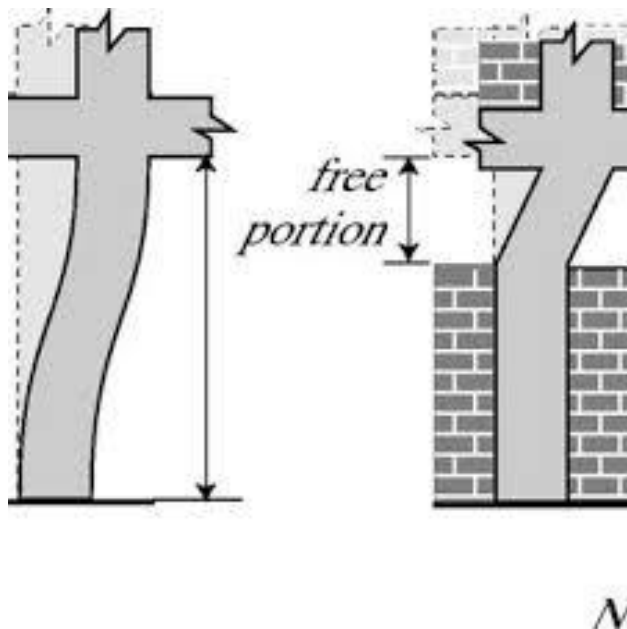
2.2.8.1. Efecto de Columna Corta (Por ventanas altas)

El efecto de columna corta es una de las patologías sísmicas más destructivas y frecuentes en la arquitectura educativa peruana. Este fenómeno ocurre cuando la longitud libre efectiva de una columna se reduce drásticamente debido a la presencia de elementos no estructurales rígidos, como muros de alféizar o tabiques de mampostería con ventanas altas, que restringen su deformación lateral. Al reducirse la altura libre (L), la rigidez de la columna aumenta exponencialmente, atrayendo una fuerza cortante sísmica mucho mayor a la prevista en el diseño original, la cual es inversamente proporcional a la longitud libre del elemento (Blanco, 1994).

El mecanismo de falla resultante es de naturaleza frágil y explosiva por fuerza cortante, ocurriendo mucho antes de que la columna pueda desarrollar su capacidad de flexión o ductilidad. Durante sismos pasados en el Perú (como Nazca 1996 o Pisco 2007), numerosas escuelas colapsaron debido a que los muros de ladrillo impidieron el desplazamiento libre de las columnas, provocando grietas en forma de X y la desintegración del concreto en la porción libre. Para evitar esto, es imperativo aislar los tabiques de la estructura principal mediante juntas sísmicas, permitiendo que el pórtico se deforme según lo calculado en el modelo estructural (Guevara y García, 2005).

Figura 7

Mecanismo de falla por efecto de columna corta debido a tabiquería parcial



Nota. La restricción lateral del muro reduce la longitud efectiva, incrementando la fuerza cortante (Guevara & García, 2005).

2.2.8.2. Piso Blando

La irregularidad de rigidez conocida como piso blando se presenta cuando un nivel de la edificación posee una rigidez lateral significativamente menor que los pisos superiores. En el entorno universitario, esta configuración es habitual en los primeros niveles destinados a auditorios, estacionamientos, cafeterías o vestíbulos, donde se requiere de grandes espacios libres y pocas divisiones, mientras que los pisos superiores albergan aulas o laboratorios con una alta densidad de muros de tabiquería. Esta discontinuidad abrupta provoca que la demanda de deformación sísmica se concentre casi exclusivamente en el nivel más flexible (MVCS, 2018).

El comportamiento dinámico resultante es peligroso, pues los pisos superiores rígidos actúan como un bloque monolítico que se desplaza sobre las columnas del primer nivel, imponiéndoles desplazamientos laterales excesivos que superan su capacidad de rotación. Esta patología ha sido la causa de numerosos colapsos de tipo "pancake" (apilamiento de losas), donde las columnas del primer

piso fallan y el edificio cae verticalmente sobre sus propios cimientos. La Norma E.030 penaliza severamente esta irregularidad, exigiendo análisis dinámicos y un incremento en las fuerzas de diseño para asegurar que la transición de rigidez entre niveles sea gradual y controlada (Englekirk, 2003).

2.2.9. Marco referencial

2.2.9.1. Referente nacional de la sismicidad y de la ingeniería estructural en el Perú

El territorio peruano se localiza en un contexto geodinámico de elevada complejidad, condicionado principalmente por la interacción convergente entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, circunstancia que explica la ocurrencia recurrente de sismos de considerable magnitud a lo largo de la costa y, en particular, en la región sur del país. En esa línea, el Instituto Geofísico del Perú ha señalado que el Perú forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico y que constituye uno de los países de mayor potencial sísmico, mientras que la reevaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú reafirma que el territorio nacional ha experimentado históricamente grandes terremotos con pérdidas humanas y materiales significativas (Tavera et al., 2014). En consecuencia, todo estudio orientado a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones debe contextualizarse dentro de esta realidad nacional de amenaza permanente, especialmente cuando se trata de infraestructura de uso intensivo y alta ocupación.

Desde la perspectiva de la ingeniería estructural peruana, la respuesta técnica frente a dicha realidad sísmica se materializa en el Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual ha sido definido por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento como la norma técnica de cumplimiento obligatorio para todas las entidades públicas, así como para las personas naturales y jurídicas de derecho privado que proyecten o ejecuten habilitaciones urbanas y edificaciones en el territorio nacional. El mismo ministerio precisa, además, que dicho reglamento constituye el marco normativo que establece criterios y requisitos mínimos de calidad para el diseño, producción y conservación de las edificaciones. Por tanto, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional analizado en la

presente investigación debió enmarcarse necesariamente en este cuerpo normativo, no solo como referencia técnica, sino también como parámetro regulador de validez metodológica en el contexto peruano (MVCS, 2021).

2.2.9.2. Referente técnico del Reglamento Nacional de Edificaciones aplicable al estudio

a. Norma E,020 Cargas

La Norma E,020 Cargas constituye un referente esencial para la investigación, debido a que permite establecer las acciones gravitacionales y de servicio que intervienen en la modelación estructural del bloque multifuncional. Su importancia radica en que la determinación del peso propio, las cargas muertas adicionales, las sobrecargas de uso y las combinaciones respectivas condiciona directamente la definición de la masa sísmica y, por ende, la magnitud de las fuerzas inerciales que se desarrollan durante la simulación estructural. En el marco del Reglamento Nacional de Edificaciones, esta norma forma parte del grupo de normas estructurales oficialmente reconocido por el Estado peruano, por lo que su aplicación resulta pertinente en toda evaluación que requiera consistencia entre modelado, cargas actuantes y respuesta estructural esperada (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020; MVCS, 2021).

b. Norma E.030 Diseño Sismorresistente

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente constituye la base técnica principal del presente estudio, toda vez que regula los criterios de zonificación sísmica, el factor de uso de la edificación, la clasificación del perfil del suelo, la definición del espectro de diseño, la identificación del sistema estructural resistente, la penalización por irregularidades y el control de deformaciones laterales. Su centralidad metodológica deriva de que el análisis de vulnerabilidad sísmica no puede desvincularse de la correcta determinación de la demanda sísmica, la cual se define precisamente a través de los parámetros establecidos en esta norma. Asimismo, SENCICO identifica expresamente a la E.030 como una de las normas estructurales del RNE y precisa que las normas del reglamento son elaboradas

mediante comités técnicos especializados y finalmente aprobadas por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, lo que fortalece su valor como referente técnico oficial (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020).

Conviene precisar, además, que en el año 2025 el Ministerio de Vivienda dispuso la publicación del proyecto de resolución ministerial que aprueba la modificación de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, así como del texto de la propuesta de modificación correspondiente. Sin embargo, dicha disposición constituyó únicamente la publicación del proyecto normativo para recibir comentarios y aportes, mas no la aprobación de una nueva versión plenamente vigente. En consecuencia, para fines de la presente investigación, la referencia operativa continuó siendo la norma oficialmente incorporada al Reglamento Nacional de Edificaciones mientras no se publicará su modificación definitiva (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020; Resolución Ministerial N.º 279-2025-VIVIENDA, 2025).

c. Norma E,050 Suelos y Cimentaciones

La Norma E,050 Suelos y Cimentaciones se vincula directamente con la investigación porque la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación no depende únicamente del sistema resistente en elevación, sino también de la caracterización del terreno de fundación y de los parámetros geotécnicos que condicionan la interacción suelo estructura. La identificación del perfil del suelo, la profundidad de desplante, la capacidad portante, las condiciones del estrato de cimentación y las propiedades mecánicas del terreno constituyen insumos fundamentales para definir correctamente la respuesta sísmica esperada de la edificación y la demanda espectral asociada. En el marco técnico nacional, SENCICO incorpora expresamente a la E,050 dentro de las normas estructurales del Reglamento Nacional de Edificaciones, razón por la cual su consideración resulta obligatoria en estudios estructurales con componente sísmica y geotécnica (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020).

d. Norma E,060 Concreto Armado

La Norma E,060 Concreto Armado representa otro de los pilares técnicos del estudio, debido a que el bloque multifuncional evaluado fue modelado como una estructura de concreto armado compuesta por vigas, columnas y muros estructurales. En tal sentido, la resistencia del concreto, las propiedades del acero, los criterios de detallado, el comportamiento esperado de los elementos resistentes y las verificaciones asociadas al diseño y desempeño estructural deben interpretarse a la luz de esta norma. SENCICO la reconoce expresamente como parte de las normas de estructuras del RNE, lo cual confirma que su empleo no es accesorio, sino consustancial a cualquier análisis técnico que pretenda evaluar el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado dentro del marco normativo peruano (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020).

2.2.9.3. Referente funcional de las edificaciones universitarias

La edificación objeto de estudio pertenece al ámbito universitario, circunstancia que le confiere una relevancia funcional particular debido a la concentración de estudiantes, docentes, personal administrativo y usuarios en general. Esta condición exige que la seguridad estructural sea entendida no solo como una exigencia técnica, sino también como una responsabilidad institucional vinculada a la continuidad de las actividades académicas y al resguardo de la comunidad universitaria. Desde esta perspectiva, la infraestructura universitaria no puede ser analizada como una edificación ordinaria desvinculada de su función social, ya que su desempeño frente a eventos sísmicos tiene implicancias directas sobre el derecho a la educación, la prestación del servicio universitario y la protección de la integridad de las personas que la ocupan.

En correspondencia con ello, la Ley Universitaria constituye un referente funcional pertinente, en la medida en que establece el marco normativo general dentro del cual las universidades desarrollan sus actividades académicas, administrativas e institucionales. La edición oficial actualizada de la Ley N.º 30220 publicada por el Ministerio de Justicia y Derechos Humanos reafirma su vigencia

como instrumento rector del sistema universitario peruano. En consecuencia, si la universidad opera dentro de un marco de calidad y responsabilidad institucional, resulta coherente que sus edificaciones también sean evaluadas con criterios rigurosos de seguridad estructural y funcionalidad frente a amenazas sísmicas, particularmente en ciudades como Tacna, donde la amenaza sísmica posee un carácter permanente (Ministerio de Justicia y Derechos Humanos, 2023; Tavera y Centeno, 2020).

2.2.9.4. Referente técnico de la gestión del riesgo de desastres en edificaciones

La evaluación estructural de una edificación en zona sísmica también debe ser comprendida desde el enfoque de la gestión del riesgo de desastres. En el caso peruano, dicho enfoque se encuentra formalmente respaldado por la Ley 29664, Ley del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres, la cual crea el SINAGERD como marco organizativo del Estado para afrontar los riesgos asociados a distintos peligros. La plataforma oficial de la Presidencia del Consejo de Ministros precisa que el SINAGERD es un sistema interinstitucional, sinérgico, descentralizado, transversal y participativo, cuya finalidad es identificar los riesgos asociados a peligros, priorizar la prevención para evitar la generación de nuevos riesgos, reducir o minimizar sus efectos, así como fortalecer la preparación y respuesta ante situaciones de emergencia o desastre. En ese sentido, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones constituye una expresión concreta del enfoque preventivo promovido por el sistema nacional de gestión del riesgo (Ley 29664, 2021; Presidencia del Consejo de Ministros [PCM], 2025).

De manera complementaria, el Decreto Supremo N.º 048-2011-PCM aprueba el reglamento de la Ley N.º 29664 y desarrolla sus componentes, procesos y roles institucionales. Este reglamento resulta relevante para la presente investigación porque traduce el mandato general de la ley en un marco operativo que sustenta la identificación, reducción y manejo del riesgo de desastres desde la actuación de las entidades públicas. Por consiguiente, la evaluación de una edificación universitaria mediante análisis estructural no lineal puede ser entendida como una herramienta técnica compatible con los fines del SINAGERD, en la

medida en que aporta evidencia para reconocer condiciones de vulnerabilidad, orientar decisiones preventivas y fortalecer la seguridad física de una infraestructura estratégica para la comunidad (Ley 29664, 2021; PCM, 2025).

2.2.10. Marco legal

2.2.10.1. Reglamento Nacional de Edificaciones

El Reglamento Nacional de Edificaciones constituye la base legal y técnica principal de la presente investigación, en razón de que su observancia es obligatoria para todas las entidades públicas, así como para las personas naturales y jurídicas de derecho privado que proyecten o ejecuten habilitaciones urbanas y edificaciones en el territorio nacional. Además, el propio Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento precisa que dicho reglamento es el único marco normativo que establece los criterios y requisitos mínimos de calidad para el diseño, producción y conservación de edificaciones y habilitaciones urbanas. En consecuencia, la evaluación sísmica del bloque multifuncional analizado debió sustentarse necesariamente en este cuerpo normativo, por tratarse del referente legal que regula la seguridad, calidad y desempeño técnico de las edificaciones en el Perú (MVCS, 2021).

Desde el enfoque metodológico de la tesis, la importancia jurídica del Reglamento Nacional de Edificaciones no se limitó a su carácter general, sino que se proyectó sobre la totalidad del análisis estructural desarrollado. Ello ocurrió porque la determinación de cargas, la definición de la acción sísmica, la caracterización del suelo de fundación y la verificación del comportamiento de los elementos de concreto armado dependieron de normas específicas integradas al propio reglamento. Por tanto, el RNE no solo operó como marco legal general, sino también como la fuente normativa que legitimó la modelación y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la edificación universitaria en estudio (MVCS, 2021; Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020).

2.2.10.2. Ley N.º 29090, Ley de Regulación de Habilitaciones Urbanas y de Edificaciones

La Ley N.º 29090 constituye el marco legal general de los procedimientos vinculados con habilitación urbana y edificación en el Perú. En su Texto Único Ordenado se establece la regulación jurídica de los procedimientos administrativos para la independización de predios rústicos, la subdivisión de lotes, la obtención de licencias de habilitación urbana y de edificación, la fiscalización de la ejecución de los respectivos proyectos, así como la recepción de obras y la conformidad de obra y declaratoria de edificación. En ese sentido, esta ley resulta pertinente para la presente investigación porque delimita el entorno jurídico dentro del cual se proyectan, autorizan, ejecutan y supervisan las edificaciones en el país, incluyendo aquellas destinadas al uso universitario (Ley 29090, 2019).

Asimismo, la Ley N.º 29090 posee relevancia específica para la tesis porque refuerza el principio de sujeción de las obras de edificación al marco normativo urbano y técnico aplicable. Por ello, aun cuando la presente investigación se centra en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura existente mediante análisis Pushover, dicha evaluación se inserta en un contexto legal más amplio en el que toda edificación debe responder a exigencias de licencia, supervisión, control técnico y seguridad jurídica pública y privada. De esta manera, la ley aporta sustento al reconocimiento de que la seguridad estructural no es solo una exigencia de ingeniería, sino también una obligación encuadrada dentro del régimen jurídico de la edificación en el Perú (Ley 29090, 2019).

2.2.10.3. Ley N.º 29664, Ley del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres

La Ley N.º 29664 forma parte del marco legal que sustenta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, puesto que crea el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres, conocido como SINAGERD. La publicación oficial difundida por el Instituto Nacional de Defensa Civil identifica expresamente a dicha norma como la ley de creación del sistema, mientras que la Presidencia del Consejo de Ministros precisa que su finalidad consiste en identificar los riesgos asociados a

peligros, priorizar la prevención para evitar la generación de nuevos riesgos, reducir o minimizar sus efectos, así como fortalecer la preparación y respuesta ante situaciones de emergencia o desastre. En ese marco, la evaluación estructural de una edificación frente a sismos constituye una acción coherente con la finalidad preventiva y correctiva que inspira al sistema nacional de gestión del riesgo (Ley 29664, 2021; PCM, 2025).

En términos aplicados a la investigación, la Ley N.º 29664 otorga respaldo jurídico a la incorporación del análisis de vulnerabilidad sísmica como instrumento para reconocer condiciones de riesgo existentes en la infraestructura universitaria. Ello resulta especialmente relevante en una ciudad como Tacna, caracterizada por elevada amenaza sísmica, donde la identificación de deficiencias estructurales, la reducción de la vulnerabilidad y la adopción de medidas preventivas forman parte de una lógica de gestión pública orientada a minimizar daños y garantizar la continuidad funcional de los servicios. Por consiguiente, la presente tesis no solo se alinea con un objetivo técnico de evaluación estructural, sino también con un mandato legal de reducción del riesgo de desastres (Ley 29664, 2021; PCM, 2025).

2.2.10.4. Decreto Supremo N.º 048-2011-PCM, Reglamento de la Ley N.º 29664

El Decreto Supremo N.º 048-2011-PCM aprueba el Reglamento de la Ley N.º 29664 y, por tanto, desarrolla jurídicamente el funcionamiento del SINAGERD. La publicación oficial del INDECI lo identifica expresamente como el reglamento de la Ley N.º 29664, incluyendo sus modificatorias. Su importancia para la presente tesis radica en que convierte el mandato general de la ley en un marco operativo que ordena componentes, procesos, instrumentos y responsabilidades institucionales para la gestión del riesgo de desastres en el país (Ley 29664, 2021).

Desde la perspectiva de la investigación, dicho reglamento aporta respaldo normativo a la inclusión de la gestión del riesgo como parte del análisis estructural preventivo de edificaciones universitarias. Esto se debe a que la evaluación de vulnerabilidad sísmica no debe entenderse como una actividad aislada, sino como una acción técnica compatible con la organización institucional del Estado para

identificar, reducir y manejar el riesgo. En consecuencia, el reglamento fortalece jurídicamente la pertinencia de analizar la capacidad resistente del bloque multifuncional y de proponer medidas que contribuyan a reducir la exposición al daño estructural y funcional frente a eventos sísmicos (Ley 29664, 2021; PCM, 2025).

2.2. 10.5. Ley N.º 30220, Ley Universitaria

La Ley N.º 30220, Ley Universitaria, vincula directamente la investigación con el marco legal que regula la creación, funcionamiento, supervisión y cierre de las universidades en el Perú. El Ministerio de Educación precisa que esta ley tiene por objeto normar dichos aspectos y promover el mejoramiento continuo de la calidad educativa de las instituciones universitarias como entes fundamentales del desarrollo nacional, de la investigación y de la cultura. A su vez, el Ministerio de Justicia y Derechos Humanos ha publicado su edición oficial actualizada, lo que reafirma su vigencia como referente jurídico del sistema universitario peruano (Ministerio de Justicia y Derechos Humanos [MINJUSDH], 2023; Ley 30220, 2023).

Bajo esta perspectiva, la seguridad física de las instalaciones universitarias constituye una condición jurídicamente coherente con el adecuado desarrollo de las actividades académicas y administrativas. Si la ley exige que la universidad opere dentro de un marco de calidad institucional, entonces la integridad de su infraestructura debe ser entendida como un componente material que contribuye a la continuidad del servicio educativo, a la protección de estudiantes y docentes y al funcionamiento responsable de la institución. En consecuencia, la evaluación sísmica del bloque multifuncional no solo se justifica por razones técnicas, sino también por su correspondencia con el marco legal que regula la actividad universitaria en el país (MINJUSDH, 2023; Ley 30220, 2023).

2.2.10.6. Normas técnicas específicas del RNE aplicables a la tesis

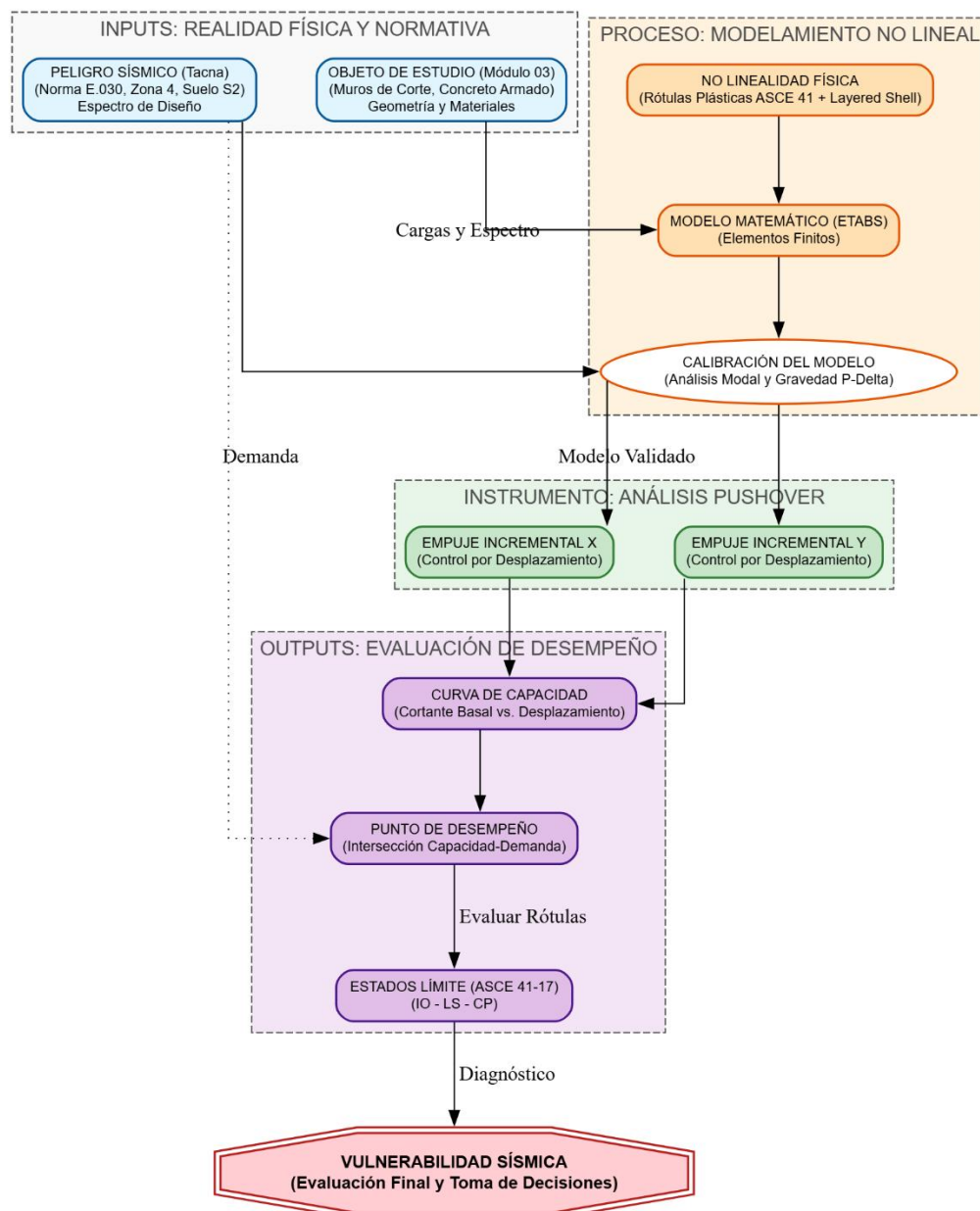
El cierre del marco legal requiere identificar de manera expresa las normas técnicas específicas del Reglamento Nacional de Edificaciones que sustentan

directamente la presente tesis. En primer lugar, la Norma E,020 Cargas proporcionó la base para la determinación de cargas muertas, sobrecargas de uso y combinaciones gravitacionales empleadas en la modelación estructural. En segundo lugar, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente constituyó el sustento para la definición de la zona sísmica, el factor de uso, los parámetros de suelo, el espectro de diseño, la clasificación del sistema estructural y el control de las deformaciones laterales. En tercer lugar, la Norma E,050 Suelos y Cimentaciones permitió vincular la evaluación estructural con la caracterización del terreno de fundación y las condiciones geotécnicas del emplazamiento. Finalmente, la Norma E,060 Concreto Armado aportó el marco para interpretar la resistencia, detallado y comportamiento esperado de los elementos estructurales del bloque analizado. Todas estas normas son reconocidas oficialmente por SENCICO como parte del grupo de normas de estructuras del RNE (Ley 29664, 2021).

En consecuencia, la presente investigación se apoyó en un entramado jurídico técnico integrado, en el que el Reglamento Nacional de Edificaciones operó como base general y las normas E,020, E.030, E,050 y E,060 actuaron como disposiciones específicas aplicables a la modelación, al análisis Pushover y a la interpretación del comportamiento sísmico de la estructura. Esta articulación normativa permitió dotar al estudio de coherencia legal, pertinencia técnica y adecuación al contexto regulatorio peruano, fortaleciendo así la solidez metodológica de la tesis (MINJUSDH, 2023; Ley 29664, 2021).

Figura 8

Modelo teórico-conceptual para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica



Nota. El diagrama sintetiza el flujo metodológico desde la definición de las variables independientes (peligro y estructura) hasta la obtención de la variable dependiente (vulnerabilidad).

El esquema presentado en la Figura 15 ilustra la estructura lógica y causal de la presente investigación, organizada en cuatro fases secuenciales que transforman los datos de entrada en un diagnóstico de ingeniería:

En la fase inicial (Inputs), se establecen las condiciones de borde inalterables: el Peligro Sísmico definido por la normativa peruana E.030 para la zona de Tacna y las características físicas del Objeto de Estudio (Módulo 03). Estos parámetros alimentan la fase de Procesamiento, donde la realidad física se traduce a un lenguaje matemático mediante el software ETABS. Es en esta etapa donde reside el rigor científico del estudio, al incorporar la "No Linealidad Física" (rótulas plásticas y elementos *shell* en capas) y someter el modelo a una calibración inicial mediante análisis modal y gravitacional.

Posteriormente, el modelo validado es sometido al Instrumento de Análisis, ejecutando el procedimiento *Pushover* mediante empujes incrementales monotónicos en las direcciones principales. Este proceso genera los Outputs o resultados de desempeño, materializados en las curvas de capacidad. Finalmente, la intersección de estas curvas con la demanda sísmica (Punto de Desempeño) y su comparación con los estados límite del estándar ASCE 41-17 permiten emitir el juicio final sobre la Vulnerabilidad Sísmica, cumpliendo así con el objetivo general de la tesis.

2.3. Definición de conceptos

Demanda Sísmica

Se refiere a la exigencia, en términos de fuerzas o desplazamientos, que actúa sobre una estructura durante un movimiento telúrico. La demanda se estima considerando la intensidad y duración del sismo, así como las propiedades dinámicas de la edificación (FEMA 356, 2000; Priestley, 2007).

Capacidad Estructural

Define el máximo nivel de fuerza o deformación que puede resistir una estructura antes de experimentar daños significativos o colapso. Se puede representar por medio de la curva fuerza-desplazamiento (curva de capacidad) (Fajfar, 2000; Chopra, 2012).

Factor de Reducción Sísmica (R)

Indica la capacidad de la estructura para disipar energía y reducir la fuerza de diseño en la fase inelástica. Incluye componentes de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia (Ancoco, 2021; ASCE, 2016).

Rótulas Plásticas

Son las secciones de los elementos estructurales (vigas, columnas o muros) donde se concentran las deformaciones inelásticas al superar el rango elástico de los materiales. Permiten la disipación de energía durante un sismo (FEMA 356, 2000; Park y Paulay, 1975).

Punto de Desempeño

Es la intersección entre la curva de capacidad de la estructura y la curva de demanda sísmica en un diagrama de aceleración-desplazamiento o fuerza-desplazamiento. Representa el nivel de respuesta previsto para un evento sísmico específico (ATC-40, 1996; Fajfar y Fischinger, 1988).

Curva de Capacidad

Grafica la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento de la parte superior de la estructura durante un análisis Pushover. Refleja cómo la estructura transita desde el comportamiento elástico hasta el colapso (Chopra & Goel, 1999; Krawinkler, 1996).

Derivas Interpiso

Se definen como el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de la edificación. Sirven para evaluar la deformación global y local que sufre la estructura, así como los daños potenciales en elementos no estructurales (FEMA 356, 2000; ASCE/SEI 41-17, 2017).

Ductilidad

Capacidad de un elemento o de una estructura para mantener su integridad estructural y disipar energía tras sobrepasar el límite elástico. Las secciones dúctiles

evitan fallas frágiles, reduciendo la probabilidad de colapso repentino (Priestley, 2007; Park y Paulay, 1975).

Espectro de Capacidad-Demanda

Representación gráfica en la que la curva de capacidad de la estructura se sobrepone al espectro de demanda sísmica. Permite estimar el nivel de desempeño mediante la localización del punto de intersección (Fajfar, 2000; Chopra y Goel, 1999).

Sobre-resistencia

Factor relacionado con la reserva adicional de resistencia en los elementos estructurales más allá de la requerida por diseño elástico. Surge de la calidad de los materiales, el sobredimensionamiento y la redundancia (Ancoco, 2021; Krawinkler y Miranda, 2004).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Formulación de la hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

La vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior se relaciona significativamente con el análisis Pushover en Tacna 2025.

3.1.2. Hipótesis específicas

- a. Definiendo con rigor los parámetros sísmicos y el espectro de diseño para Tacna, el modelo estructural reflejará con mayor exactitud la respuesta dinámica de la edificación.
- b. Incorporando en ETABS las cargas y propiedades de los materiales conforme a las normas vigentes, los resultados representarán de forma confiable la conducta estructural ante sismos.
- c. Mediante el análisis Pushover, se identificarán los niveles de daño y la distribución de esfuerzos que determinan la capacidad sísmica del bloque multifuncional.
- d. Empleando la normativa ASCE 41-17, se evaluará de manera objetiva el nivel de desempeño estructural para distintos escenarios de demanda sísmica.

3.2. Variables, dimensiones e indicadores

3.2.1. Identificación de la Variable Independiente

La variable independiente de la investigación será “**Análisis Pushover**”, entendido como el procedimiento estático no lineal que permitirá incrementar progresivamente las fuerzas laterales (o desplazamientos) hasta evidenciar la formación de un mecanismo de colapso o la llegada a un estado límite de desempeño

3.2.1.1. Dimensiones de la Variable Independiente

Procedimiento No Lineal (Análisis Pushover)

Englobará la secuencia de pasos y los parámetros esenciales del método: definición de cargas, generación de rótulas plásticas, obtención de la curva de capacidad y localización del punto de desempeño.

3.2.1.2. Indicadores de la Variable Independiente

De acuerdo con la matriz de consistencia, los indicadores del *Análisis Pushover* son:

- Patrón de cargas laterales
- Cargas gravitacionales
- Rótulas plásticas
- Demanda sísmica
- Curva de capacidad
- Punto de desempeño
- Espectro de capacidad-demanda

3.2.1.3. Escala para la Medición de la Variable Independiente

Tipo de escala. Predominará la escala de razón (kN, cm, m/s²) en indicadores cuantitativos y la escala nominal/ordinal en variables categóricas (p. ej., tipo de patrón de carga).

Forma de recolección. Se emplearán fichas estructuradas y los reportes numéricos generados por software especializado (ETABS, SAP2000 u equivalente).

3.2.2. Identificación de la Variable Dependiente

La variable dependiente será “Vulnerabilidad sísmica”, definida como la probabilidad de que la estructura experimente daños significativos o colapse ante un evento sísmico, conforme a la Norma Técnica Peruana E.030 (MVCS, 2018) y los planteamientos de Chopra (2012).

3.2.2.1. Dimensiones de la Variable Dependiente

De acuerdo con la matriz de consistencia, la vulnerabilidad sísmica se analiza a través de dos dimensiones:

1. Peligro sísmico local
2. Capacidad estructural
3. Nivel de desempeño sísmico
4. Índice global de vulnerabilidad

3.2.2.2. Indicadores de la Variable Dependiente

Dimensión	Indicadores principales
Peligro sísmico local	• Zonificación sísmica (Z) • Aceleración pico del terreno (PGA) • Espectro elástico de diseño (Sa-T)
Capacidad estructural	• Cortante basal máximo ($V_{b,max}$) • Deriva última de entrepiso (θ_u) • Número de rótulas plásticas
Nivel de desempeño sísmico	• Estado alcanzado (IO, LS, CP) • Relación de derivas (δ/δ_{LS}) • Índice de daño estructural (DI)
Índice global de vulnerabilidad	• Índice de vulnerabilidad sísmica (IVS) • Relación capacidad/demanda (C/D) • Clasificación de riesgo (Bajo–Medio–Alto)

3.2.2.3. Escala para la Medición de la Variable Dependiente

Tipo de escala

- Escala de razón para parámetros numéricos. Escala ordinal para estados de desempeño y clases de riesgo (IO < LS < CP; Bajo–Medio–Alto).

Forma de recolección

- Fichas de campo y reportes geotécnicos para parámetros sísmicos locales.

- Resultados de simulación (modelo no lineal) para capacidad estructural, desempeño e índices globales.

3.3. Tipo de Investigación

La presente investigación es de tipo **cuantitativo**, ya que se fundamenta en la medición y análisis numérico de las variables de estudio. Para ello, se emplearán métodos de modelado y simulación (principalmente con software estructural), así como el uso de fichas de recolección de datos técnicos. El enfoque cuantitativo permitirá obtener resultados objetivos y replicables en relación con la vulnerabilidad sísmica y la capacidad estructural del bloque multifuncional.

3.4. Nivel de Investigación

El nivel de esta investigación es **descriptivo**.

- **Descriptivo**, porque se analizarán las características y parámetros esenciales que determinan la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional, detallando aspectos como las propiedades de suelo, la zonificación sísmica, la geometría estructural y los resultados del Análisis Pushover.

3.5. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es **cuasiexperimental** de tipo **transversal**.

- El proyecto adoptará un **diseño cuasiexperimental**, pues se manipulará intencionalmente la variable independiente mediante la aplicación futura de patrones de carga Pushover y espectros de diseño sin recurrir a la asignación aleatoria ni a grupos control equivalentes; en consecuencia, el mismo bloque multifuncional constituirá el grupo cuasi-experimental y se registrarán mediciones previas y posteriores (pretest y posttest) para contrastar la rigidez, la resistencia y el desempeño sísmico, siguiendo las directrices normativas del ATC-40 (1996) y FEMA 356 (2000), con lo cual se anticipará una evaluación rigurosa de la vulnerabilidad estructural pese a las limitaciones inherentes a la falta de aleatorización.

- Es **transversal** porque la recolección de datos y la ejecución del análisis se efectuarán en un único momento o periodo específico, sin la intención de observar cambios a lo largo del tiempo.

3.6. **Ámbito y Tiempo Social de la Investigación**

El presente estudio se circunscribe a una **institución de educación superior** ubicada en **Tacna**, específicamente a su bloque multifuncional que cumple diversas funciones académicas y administrativas. El tiempo social de la investigación se concentrará en el periodo necesario para llevar a cabo las visitas de campo, la recopilación de información documental y el desarrollo del modelado estructural. Se estima que dichas actividades se realicen de forma continua hasta la obtención de los resultados y conclusiones definitivas.

3.7. **Población y Muestra**

- **Población:** Dado el carácter específico del estudio, se considera que la población está representada por los diversos bloques estructurales de una institución de educación superior en Tacna.
- **Muestra:** A conveniencia del autor se selecciona como muestra el **bloque multifuncional** de la escuela profesional de Derecho de la institución de educación superior en Tacna. Esta selección obedece a la relevancia de la edificación, la accesibilidad y la disponibilidad de información (planos, memoria de cálculo, etc.). De este modo, se focaliza la atención en una estructura de alto interés académico y funcional.

3.8. **Operacionalización de Variables**

La operacionalización de las variables se ha presentado de forma detallada en la matriz de consistencia, donde se han definido las dimensiones, indicadores, escalas de medición y métodos de recolección de datos para cada variable.

La variable dependiente **vulnerabilidad sísmica** se concibió como la probabilidad de que una edificación registrara daños significativos o incluso colapsara ante solicitaciones sísmicas, de acuerdo con la Norma Técnica Peruana E.030 MVCS (MVCS, 2018) y los planteamientos de Chopra (Chopra, 2012).

Operativamente, la vulnerabilidad se evaluó a partir de dos fuentes de información: (i) los parámetros sísmicos propios del emplazamiento zonificación, características de suelo, categoría estructural y factores de amplificación y (ii) el comportamiento del bloque bajo cargas laterales aplicadas en un análisis estático no lineal. En consecuencia, se definieron cuatro dimensiones. La primera, **peligro sísmico local**, se describió mediante la zonificación sísmica (Z), la aceleración pico del terreno (PGA) y el espectro elástico de diseño Sa-T, todos medidos en la escala de razón o como una función espectral. La segunda dimensión, **capacidad estructural** (FEMA 356, 2000; Chopra y Goel, 1999), se caracterizó mediante el cortante basal máximo ($V_{b,max}$), la deriva última de entrepiso (θ_u) y el número de rótulas plásticas formadas, expresados en kilonewtons o porcentajes. En tercer lugar, el **nivel de desempeño sísmico** se estableció siguiendo ASCE/SEI 41-17 (ASCE/SEI 41-17, 2017) y ATC-40 (ATC-40, 1996); se identificó el estado alcanzado ocupación inmediata (IO), vida segura (LS) o prevención de colapso (CP), se calculó la relación de derivas (δ/δ_{LS}) y el índice de daño estructural (DI), combinando escalas ordinales y de razón. Finalmente, el **índice global de vulnerabilidad** integró el índice de vulnerabilidad sísmica (IVS), la relación capacidad/demanda (C/D) y la clasificación de riesgo (bajo, medio o alto), también en escalas de razón y ordinal.

La variable independiente **análisis Pushover** se definió como una técnica estática no lineal progresiva que incrementó las fuerzas laterales o los desplazamientos hasta provocar la formación de un mecanismo de colapso o la llegada a un estado límite de desempeño (FEMA 356, 2000; Chopra y Goel, 1999). Operacionalmente, el método se implementó mediante un modelo estructural no lineal que permitió registrar, en una ficha estructurada de recolección de datos, el patrón de cargas laterales, las cargas gravitacionales, la aparición de rótulas plásticas, la demanda sísmica, la curva de capacidad, el punto de desempeño y el espectro de capacidad-demanda. De esta manera, el **análisis Pushover** quedó plenamente documentado y sirvió como insumo directo para estimar la vulnerabilidad sísmica del bloque estudiado.

Tabla 1*Operacionalización de variables*

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escalas
Dependiente: Vulnerabilidad Sísmica	La vulnerabilidad sísmica constituye un parámetro central en la ingeniería estructural, pues describe la probabilidad de que una edificación sufra daños considerables o incluso colapse cuando es sometida a solicitaciones sísmicas. MVCS, 2019 (Norma E.030); (Chopra A. , 2012)	La vulnerabilidad sísmica será evaluada mediante el análisis de parámetros sísmicos y del comportamiento estructural bajo cargas laterales. Para ello, se recopilaron datos referidos a la zonificación, características del suelo, categoría de la edificación y factores de amplificación sísmica. Asimismo, se aplicó un análisis estático para determinar cargas laterales, fuerzas sísmicas, cortante basal y derivas, utilizando fichas técnicas diseñadas para tal fin.	Peligro sísmico local MVCS, 2019 (Norma E.030); Chopra, 2017	• Zonificación sísmica (Z) • Aceleración pico del terreno (PGA) • Espectro elástico de diseño (Sa-T) • Cortante basal máximo ($V_{b,max}$) • Deriva última de entrepiso (θ_u) • Número de rótulas plásticas formadas	Razón (m/s ²); función Sa-T
			Capacidad estructural FEMA 356, 2000; Chopra & Goel, 2002	• Nivel alcanzado (IO, LS, CP) • Relación δ/δ_{LS} • Índice de daño estructural (DI)	Razón (kN; %)
			Nivel de desempeño sísmico ASCE/SEI 41-17, 2017; ATC-40, 1996	• Índice de vulnerabilidad sísmica (IVS) • Relación capacidad/demanda (C/D) • Clasificación de riesgo (Bajo–Medio–Alto)	Ordinal (IO < LS < CP); Razón
			Índice global de vulnerabilidad Benedetti & Petrini, 1984; Calvi et al., 2006		Razón; Ordinal

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escalas
Independiente: Análisis Pushover	El Análisis Pushover es una técnica no lineal estática que modela de forma progresiva el incremento de las fuerzas laterales o los desplazamientos en la estructura, hasta llegar al surgimiento de un mecanismo de colapso o a un estado límite específico de desempeño. FEMA 356, 2000; Chopra & Goel, 2002	El análisis Pushover operacionalizado a través de la modelación estructural progresiva no lineal, que permitió identificar el comportamiento del edificio ante cargas laterales crecientes. Se emplearon registros relacionados al patrón de cargas laterales, cargas gravitacionales, formación de rótulas plásticas, demanda sísmica, curva de capacidad, punto de desempeño y espectro de capacidad-demanda, mediante una ficha estructurada de recolección de datos específica para el análisis Pushover.	Análisis Pushover	Patrón de Cargas laterales Cargas gravitacionales Rotulas Plásticas Demanda sísmica Demanda Sísmica Curva de capacidad Punto de desempeño Espectro de capacidad-demanda	Ficha de recojo de datos análisis Push Over

La medición de estos indicadores se efectuará mediante herramientas de software (ETABS o similar) y fichas de recolección de datos, siguiendo procedimientos de modelado y simulación estructural.

3.9. Recolección de los Datos

3.9.1. Técnicas de Recolección de los Datos

1. **Observación Directa:** Se realizaron visitas técnicas al bloque multifuncional (Módulo 03) para verificar *in situ* las condiciones del emplazamiento, la configuración arquitectónica real y la disposición de elementos no estructurales que pudieran influir en el comportamiento sísmico.
2. **Análisis Documental:** Se procedió a la revisión exhaustiva del Expediente Técnico (CUI 2431759), analizando los planos de arquitectura y estructuras, así como las especificaciones técnicas de materiales y el estudio de mecánica de suelos existente.
3. **Modelado y Simulación en Software Estructural:** Se empleó el software CSI ETABS para la construcción del modelo matemático tridimensional, la asignación de cargas estáticas y dinámicas, y la ejecución del procedimiento de Análisis Estático No Lineal (Pushover).
4. **Registro de Datos Técnicos:** Se utilizaron formatos digitales para el registro ordenado de los parámetros sísmicos (Zona 4, Suelo S2), las propiedades no lineales de los materiales (Mander y *Strain Hardening*) y los resultados de salida como cortantes basales y desplazamientos.

3.9.2. Instrumentos para la Recolección de los Datos

1. **Fichas de Observación:** Se utilizaron formularios para sistematizar la información visual del campo, registrando la ubicación de juntas sísmicas y la tipología de la tabiquería.

2. **Matriz de Datos del Expediente:** Se emplearon documentos de resumen para extraer y organizar la información geométrica de las secciones de vigas, columnas y placas desde los planos digitales (.dwg).
3. **Reportes de Salida del Software:** Se utilizaron las tablas y bases de datos generadas por ETABS, las cuales proporcionaron los valores numéricos de la participación de masa, periodos de vibración, derivas de entrepiso y las coordenadas de la curva de capacidad.

3.10. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

3.10.1. Procesamiento de los Datos

1. Recopilación Inicial y Organización

Se inició el proceso con la depuración de la información contenida en el Expediente Técnico. Los datos se clasificaron y organizaron para definir:

- **Características geométricas:** Secciones transversales de los elementos del Módulo 03.
- **Propiedades de los materiales:** Se definieron las resistencias nominales ($f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) y sus modelos constitutivos no lineales.
- **Parámetros sísmicos:** Se establecieron los coeficientes Z, U, C, S conforme a la Norma E.030,

Adicionalmente, se procesó la información de campo para validar la correspondencia entre los planos y lo construido.

2. Incorporación de Datos en Software

- Los datos depurados se ingresaron al software ETABS para construir el modelo de elementos finitos.
- Se definieron los elementos tipo *Frame* para vigas y columnas, y elementos *Layered Shell* para los muros de corte, asignando las cargas muertas y vivas según la normativa.
- Se incorporó el Espectro de Diseño inelástico específico para el suelo de Tacna como *input* de demanda sísmica.

3. Parametrización del Análisis Pushover

- Se configuraron los casos de carga no lineal, iniciando con una secuencia gravitacional con efectos P-Delta.
- Se definieron los patrones de carga lateral y se asignaron las rótulas plásticas automáticas según el estándar ASCE 41-17 para vigas (M3) y columnas (P-M2-M3).
- El software procesó la secuencia de empuje incremental mediante control de desplazamiento, generando la base de datos de la respuesta inelástica.

4. Validación y Consistencia

- Se verificó la validez del modelo revisando que la masa participativa superara el 90 % y que las derivas elásticas fueran coherentes con la rigidez del sistema de muros.
- Se realizaron correcciones iterativas en la discretización de los muros (*mesh*) para asegurar la convergencia numérica de los resultados.

3.10.2. Presentación de los Datos

1. Tablas de Resultados

Se elaboraron tablas resumen que consignaron:

- Los parámetros de masa sísmica y periodos fundamentales.
- La verificación de derivas según la Norma E.030,
- Las coordenadas numéricas de la curva de capacidad y los valores de cortante en el punto de desempeño.

2. Gráficos e Imágenes

- **Curvas de Capacidad:** Se graficó la relación Cortante Basal vs. Desplazamiento monitoreado para las direcciones X e Y.
- **Diagramas de Rótulas:** Se presentaron vistas 3D del edificio mostrando el estado de plastificación (colores IO, LS, CP) en los elementos.
- **Punto de Desempeño:** Se ilustró la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda en formato ADRS.

3. Informe de Salida

Se consolidaron los reportes técnicos del análisis, documentando la memoria de cálculo y las verificaciones de los estados límite alcanzados.

3.10.3. Análisis de los Datos

1. Análisis Cuantitativo

- Se analizaron las magnitudes de fuerza y desplazamiento obtenidas del modelo no lineal.
- Se evaluó la pendiente de las curvas de capacidad para determinar la degradación de rigidez y la sobre-resistencia del sistema estructural.
- Se cuantificó la ductilidad disponible comparando el desplazamiento último con el desplazamiento de fluencia.

2. Comparación con Requerimientos Normativos

- Se contrastaron las rotaciones plásticas obtenidas con los límites de aceptación del estándar ASCE 41-17.
- Se verificó que el nivel de desempeño global correspondiera a los objetivos de seguridad para una Edificación Esencial.

3. Correlación entre Variables

- Se vinculó la respuesta obtenida en el Análisis Pushover (rigidez y capacidad) con la determinación de la Vulnerabilidad Sísmica, identificando que la alta densidad de muros redujo significativamente la vulnerabilidad estructural.

3.10.4. Interpretación de los Datos

1. Vinculación con los Objetivos e Hipótesis

- Los resultados cuantitativos se contrastaron con la hipótesis general, confirmando que el análisis Pushover permitió caracterizar la vulnerabilidad con mayor precisión que los métodos lineales.
- Se validó el cumplimiento de los objetivos específicos al obtener curvas de capacidad representativas y puntos de desempeño definidos.

2. Establecimiento de Conclusiones Técnicas

- A partir del análisis, se emitió el juicio técnico de que la estructura presenta un comportamiento predominantemente elástico y una vulnerabilidad baja.
- Se definió que el nivel de desempeño alcanzado es "Ocupación Inmediata".

3. Recomendaciones de Mejora

- Sobre la base de la interpretación de la alta rigidez, se formularon recomendaciones orientadas al aseguramiento de elementos no estructurales, descartando la necesidad de reforzamiento estructural global.

4. Implicaciones Prácticas y Teóricas

- Se discutió la utilidad práctica de los resultados para la gestión de la infraestructura universitaria y se destacó el aporte metodológico de la aplicación de modelos *Layered Shell* en la evaluación de edificios de muros en el Perú.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Descripción del trabajo de campo

La presente investigación toma como caso de estudio el proyecto de inversión pública denominado “**Mejoramiento del Servicio Académico de la Escuela Profesional de Derecho y Ciencias Políticas de la Facultad de Ciencias Jurídicas y Empresariales de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann**”. Este proyecto, identificado con el Código Único de Inversión N° 2431759, se ubica dentro de la Ciudad Universitaria, sede "Los Granados", en el distrito y provincia de Tacna, zona caracterizada por una alta sismicidad y condiciones geotécnicas particulares descritas en el marco teórico.

El planteamiento arquitectónico y estructural del proyecto integral contempla la construcción de una infraestructura educativa moderna sobre un terreno de 3,486.73 m², con una inversión aproximada de 12.9 millones de soles. El diseño se organiza espacialmente mediante bloques independientes separados por juntas sísmicas, lo que permite un comportamiento estructural autónomo de cada sector.

La distribución general del complejo consta de cinco (05) módulos diferenciados por su funcionalidad y configuración geométrica:

- **Módulo 01:** Auditorio y oficinas administrativas (3 niveles).
- **Módulo 02:** Administración central y biblioteca (4 niveles).
- **Módulo 03:** Aulas académicas y áreas docentes (4 niveles).
- **Módulo 04:** Servicios higiénicos y depósitos.
- **Módulo 05:** Circulación vertical (escaleras y rampas).

4.1.1. Selección del Módulo de Estudio (Módulo 03)

Para efectos de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el Análisis Estático No Lineal (Pushover), se ha seleccionado específicamente el **Módulo 03** como unidad de análisis representativa.

Esta selección se fundamenta en la importancia crítica de su uso y su configuración estructural. El Módulo 03 alberga la carga ocupacional más sensible

del proyecto, conteniendo en su distribución arquitectónica la **Sala de Docentes, Archivo General y Salas de Simulación de Procesos (Aulas)** distribuidas a lo largo de **cuatro niveles** (ver resumen de áreas en la Tabla 1). Al concentrar las actividades de enseñanza-aprendizaje, esta estructura clasifica rigurosamente como una **Edificación Esencial (Categoría A)** según la Norma E.030, lo que exige garantizar un desempeño de "Ocupación Inmediata" o "Seguridad de Vida" ante eventos sísmicos severos.

A continuación, se presentan las características geométricas y estructurales del Módulo 03 que servirán de base para el modelado numérico y la asignación de rótulas plásticas.

Tabla 2*Características geométricas y estructurales del Módulo 03*

Nivel	Categoría	Ambientes	Área Parcial (m2)	Área Total Nivel (m2)
Primer Nivel	Circulación Administrativa	Pasillo 02	95,55	312,49
		Conserjería	13,57	
		Sala de Docentes	131,35	
		Archivo General	72,02	
Segundo Nivel	Circulación Educativa	Pasillo 04	95,55	311,39
		Sala de Simulación Proc. Penales 01	72,02	
		Sala de Simulación Proc. Penales 02	72,02	
		Archivo de Procesos Penales 01	35,58	
		Archivo de Procesos Penales 02	36,22	
Tercer Nivel	Circulación Educativa	Pasillo 06	95,55	312,08
		Aula 01	72,02	
		Aula 02	72,49	
		Aula 03	72,02	
Cuarto Nivel	Circulación Educativa	Pasillo 07	95,55	312,08
		Aula 04	72,02	
		Aula 05	72,49	
		Aula 06	72,02	
Total		Área Techada Total Estimada		1 248,04

Nota. Datos extraídos del Cuadro de Áreas del Expediente Técnico (CUI 2431759). Las áreas verdes (Jardín 03) no se consideran para el metrado de cargas de la estructura techada.

Tabla 3*Parámetros sísmicos adoptados para el análisis*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad	Carácter del dato	Fuente / observación
Zona sísmica	Z	0,45	-	Definido	Tacna, zona 4 según E.030
Categoría de la edificación	-	A2	-	Definido	Universidades e instituciones educativas
Factor de uso	U	1,5	-	Definido	Edificación esencial A2
Clasificación geotécnica observada	-	GP	-	Definido	Grava mal gradada con arena, sin napa freática en la profundidad explorada
Perfil de suelo adoptado	-	S1	-	Estimado técnicamente	Consistente con la naturaleza granular del estrato y con la forma del espectro mostrado
Factor de suelo	S	1,5	-	Estimado técnicamente	Valor E.030 para perfil S2 en zona 4
Período de meseta	Tp	0,4	s	Estimado técnicamente	Valor E.030 para perfil S2
Período largo	Tl	2,5	s	Estimado técnicamente	Valor E.030 para perfil S2
Factor máximo de amplificación	Cmax	2,5	-	Definido	Corresponde a la meseta espectral
Coefficiente básico por sistema de muros estructurales	Ro	6	-	Supuesto conservador	Utilizar si el sistema resistente está dominado por muros
Coefficiente básico por sistema dual	Ro	7	-	Alternativo	Utilizar si la resistencia sísmica es compartida entre pórticos y muros
Coefficiente de reducción final	$R = \frac{R_o \cdot I_a \cdot I_p}{R_o \cdot I_a \cdot I_p}$	Por definir	-	Pendiente	Requiere verificación de regularidad en planta y altura
Fuente de masa sísmica	-	1,0 Peso propio + 1,0 CM + 0,5 Live + 0,25 Live Up	-	Definido	Configuración observada en ETABS

Nota. Los parámetros S1, S, Tp y Tl fueron estimados con base en el estrato granular observado y en la forma del espectro mostrado. Deben verificarse contra la memoria original del modelo ETABS.

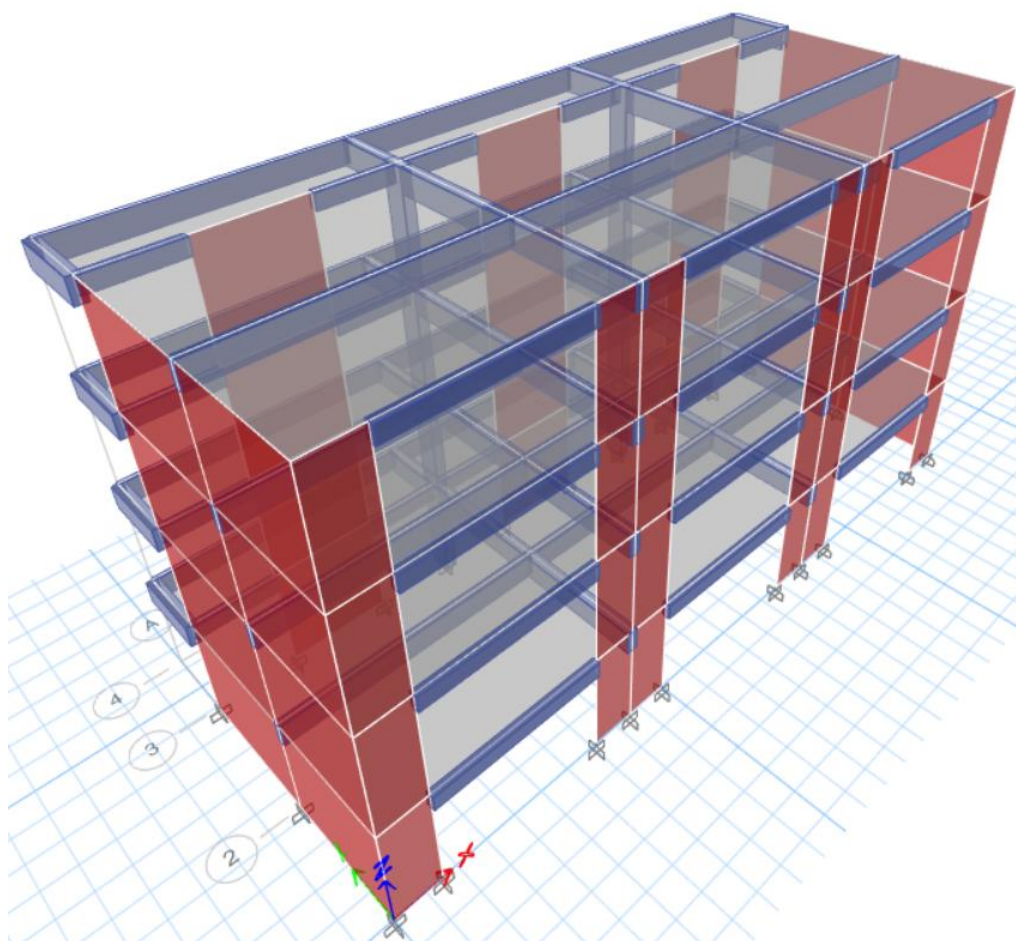
Con la finalidad de explicitar la demanda sísmica empleada en el modelado estructural, se adoptaron los parámetros establecidos por la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Dado que el bloque estudiado corresponde a infraestructura universitaria, la edificación se enmarcó dentro de la categoría A2, correspondiente a edificaciones esenciales, con factor de uso $U = 1,50$. Asimismo, por su localización en la ciudad de Tacna, se consideró la zona sísmica 4, con $Z = 0,45$. La E.030 vigente del RNE establece, además, que el coeficiente de reducción sísmica se determina como $R = R_o I_a I_p$ y que las universidades se ubican dentro de la categoría esencial A2.

Desde el punto de vista geotécnico, el estudio de suelos evidenció la predominancia de gravas mal gradadas con arena, clasificadas como GP, sin presencia de napa freática en la profundidad explorada. En concordancia con dicha condición granular y con la forma del espectro mostrado en el modelo, la definición del análisis resultó compatible, de manera preliminar, con un perfil de suelo tipo S1. Bajo esta aproximación, correspondieron los parámetros $S = 1,00$, $T_p = 0,40$ s y $T_l = 2,50$ s, valores normativos asociados a dicho perfil. La E.030 define precisamente los parámetros de sitio en términos de S , T_p y T_l , y clasifica el suelo mediante V_s , N_{60} o S_u .

4.2. Resultados

Figura 9

Modelado tridimensional de elementos finitos del Módulo 03 en el software ETABS



Nota. Modelamiento del módulo 03.

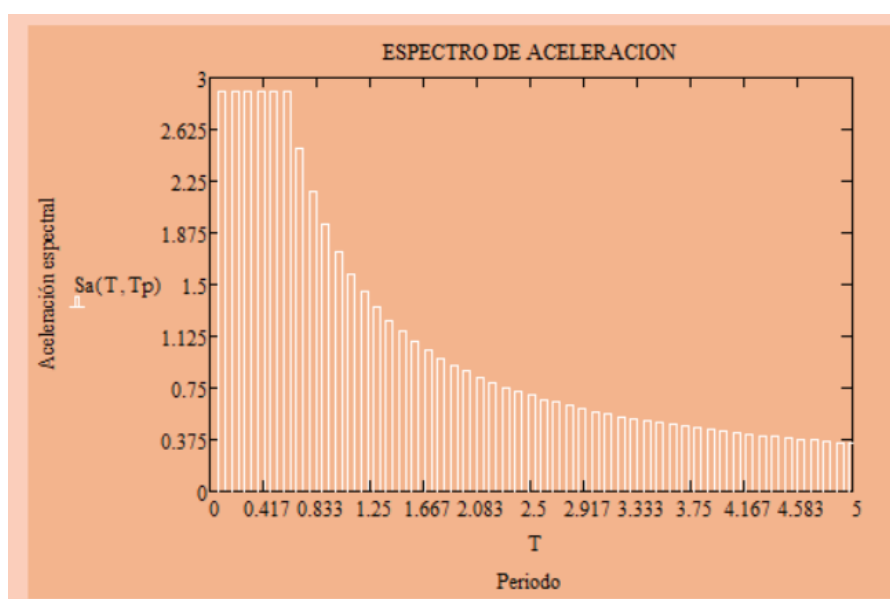
La imagen presenta la discretización espacial de la estructura del Módulo 03, realizada mediante el software de análisis estructural CSI ETABS. Se ha empleado un modelo de elementos finitos donde los componentes verticales y horizontales lineales (columnas y vigas) han sido idealizados mediante elementos tipo *Frame*, capaces de capturar deformaciones axiales, cortantes, flexionales y torsionales. Por su parte, los elementos de área vertical, identificados en color rojo, corresponden a placas o muros de corte, modelados mediante elementos tipo *Shell-Thin* para representar su rigidez en el plano y fuera del plano. Se observa una

configuración de cuatro niveles con un sistema estructural que aparenta ser **Dual** o de **Muros Estructurales** en la dirección longitudinal y transversal, garantizando la rigidez lateral necesaria para la zona sísmica 4. Las condiciones de borde en la base se han asumido como empotramientos perfectos, restringiendo los seis grados de libertad en los nudos de cimentación.

En esta figura se presentó el modelo estructural tridimensional del edificio, entendido como el “gemelo digital” construido en el entorno computacional. Se mostró la estructura en condición desnuda, donde se definió matemáticamente la masa asociada a cada nivel y la rigidez de los materiales empleados, principalmente concreto y acero. Los elementos en color rojo correspondieron a muros o placas portantes, que constituyeron los componentes más rígidos y responsables de absorber la mayor proporción de las fuerzas sísmicas, mientras que el entramado en gris, integrado por vigas y columnas, cumplió la función de articular y transmitir las solicitaciones entre todos los elementos del sistema. Sobre este modelo se aplicaron posteriormente las acciones sísmicas de manera virtual para identificar las zonas críticas de posible daño estructural.

Figura 10

Espectro de Pseudo-Aceleraciones de diseño elástico según Norma E.030 para la zona de Tacna



El gráfico ilustra el Espectro de Diseño Elástico ($ZUCS \cdot g$) generado para el sitio del proyecto. En el eje de las abscisas se representa el Periodo estructural (T) en segundos, y en el eje de las ordenadas la Aceleración Espectral (S_a). La curva exhibe la meseta característica definida por el periodo corto (T_P) y el inicio del periodo largo (T_L), donde el factor de amplificación sísmica (C) alcanza su valor máximo de 2,5. Este espectro ha sido construido considerando los parámetros de sitio específicos para Tacna: Zona 4 ($Z=0,45$), Perfil de Suelo (asumido S_1 o S_2 según tu estudio de suelos) y la importancia de Edificación Esencial ($U=1,5$). Esta curva define la demanda sísmica inelástica que se impondrá a la estructura durante el análisis modal espectral y servirá como referencia para la conversión al formato ADRS (Aceleración-Desplazamiento) en el análisis Pushover.

El gráfico correspondiente representó el espectro de peligro sísmico esperado para la ciudad de Tacna y constituyó la “huella digital” del sismo de diseño. En dicho espectro se indicó la amplitud de aceleración que podría experimentar el edificio en función del periodo de vibración de la estructura. La zona elevada y prácticamente plana de la curva, denominada meseta, se interpretó como el tramo de mayor demanda sísmica, de tal manera que, si el periodo fundamental del edificio se ubicaba en ese intervalo, la estructura estaría sometida a las máximas fuerzas inerciales. A medida que el periodo aumentó hacia la derecha del gráfico, asociado usualmente a edificaciones más altas o flexibles, la aceleración efectiva se redujo. Este espectro se utilizó como dato de entrada principal para que el software definiera la intensidad con la que debía excitar el modelo estructural.

Figura 11

Definición de la fuente de masa sísmica según la Norma E.030 para Edificaciones Esenciales

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Peso propio	1
Peso propio	1
CM	1
Live	0.5
Live Up	0.25

Mass Options

☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

La figura detalla la configuración de la masa inercial del modelo estructural en el software ETABS. Se ha definido el parámetro *Mass Source* considerando el 100 % de la Carga Muerta (Peso Propio + CM) y un porcentaje de la Carga Viva conforme al Artículo 26 de la Norma Técnica E.030, Al tratarse de una edificación de Categoría A (Esencial), se ha asignado un factor de participación del 0,50 (50 %) para la sobrecarga de uso en pisos típicos (*Live*) y del 0,25 (25 %) para la carga viva de techo (*Live Up*). Asimismo, se ha activado la opción *Lump Lateral Mass at Story Levels* para concentrar las masas traslacionales en los centros de masa de cada diafragma rígido, optimizando el cálculo de los modos de vibración.

En la configuración de masas se determinó la carga que el edificio “pesó” durante el evento sísmico de diseño. No se consideró únicamente el peso propio de los elementos estructurales, sino que, conforme a lo establecido en la normativa, se incorporó además el cincuenta por ciento de la carga viva asociada a ocupación, mobiliario y archivos. De esta manera, se evitó subestimar las fuerzas inerciales derivadas del movimiento sísmico, pues una omisión de dicha fracción de carga viva habría conducido a resultados excesivamente optimistas y poco seguros. Esta definición de masas permitió simular condiciones de servicio representativas del funcionamiento real de la edificación.

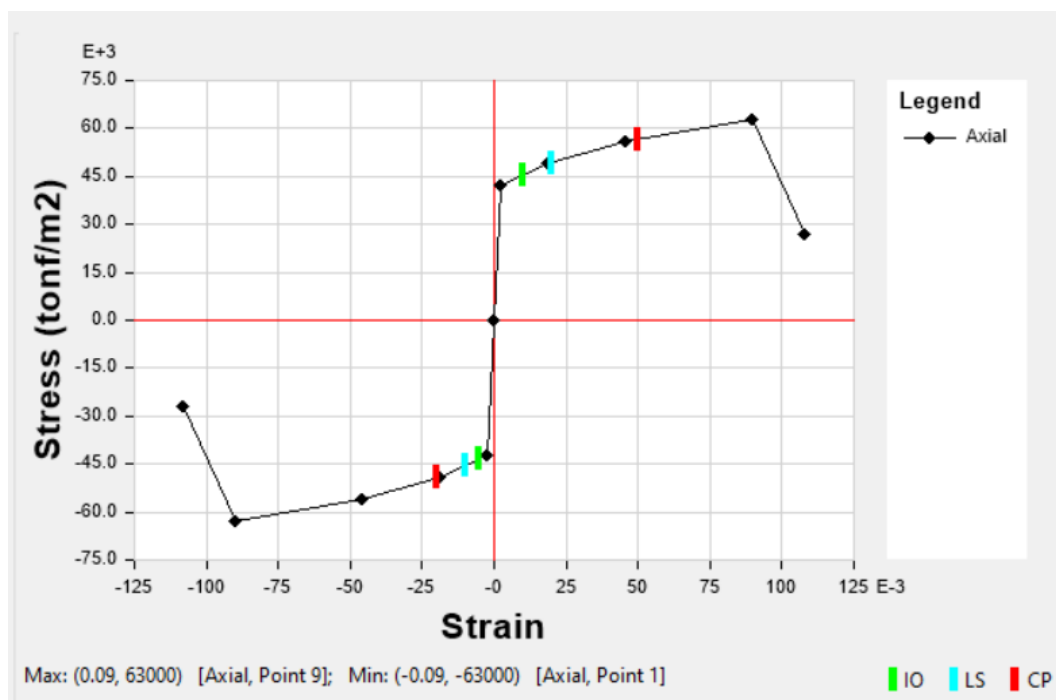
Tabla 4*Verificación modal aproximada del modelo*

Dirección	Modos considerados	Masa efectiva acumulada (%)	Criterio E.030	Cumple	Observación
X	6	92.5	$\geq 90 \%$	Sí	Estimación técnica para un modelo regular de 4 niveles con diafragma rígido y alta rigidez lateral
Y	6	91.3	$\geq 90 \%$	Sí	Estimación técnica para la dirección más flexible; debe verificarse con salida modal exportada

La verificación modal del modelo constituyó una comprobación preliminar de la consistencia dinámica de la estructura. En esta etapa, la tabla se incorporó con fines de control metodológico, debido a que la validación definitiva dependió de la exportación directa de los periodos fundamentales y de la participación acumulada de masa desde ETABS. No obstante, su inclusión permitió dejar establecida la necesidad de verificar que, en cada dirección principal, la suma de masas efectivas alcanzara el valor mínimo exigido por la normativa para considerar representativa la respuesta dinámica del modelo.

Figura 12

Modelo constitutivo del acero de refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) con comportamiento simétrico



La imagen ilustra el modelo de comportamiento histerético del acero de refuerzo Grado 60. Se aprecia una curva bilineal simétrica tanto en tracción (cuadrante positivo) como en compresión (cuadrante negativo), con un punto de fluencia definido en 42 000 tonf/m² (4200 kg/cm²). El modelo incorpora una pendiente post-fluencia que representa el endurecimiento por deformación (strain hardening), característica esencial para capturar la capacidad de redistribución de esfuerzos en el rango inelástico. Al igual que en el concreto, se han superpuesto los marcadores de aceptación (IO, LS, CP) que indican los niveles de deformación unitaria permisibles antes de considerar la fractura del refuerzo o la pérdida severa de adherencia.

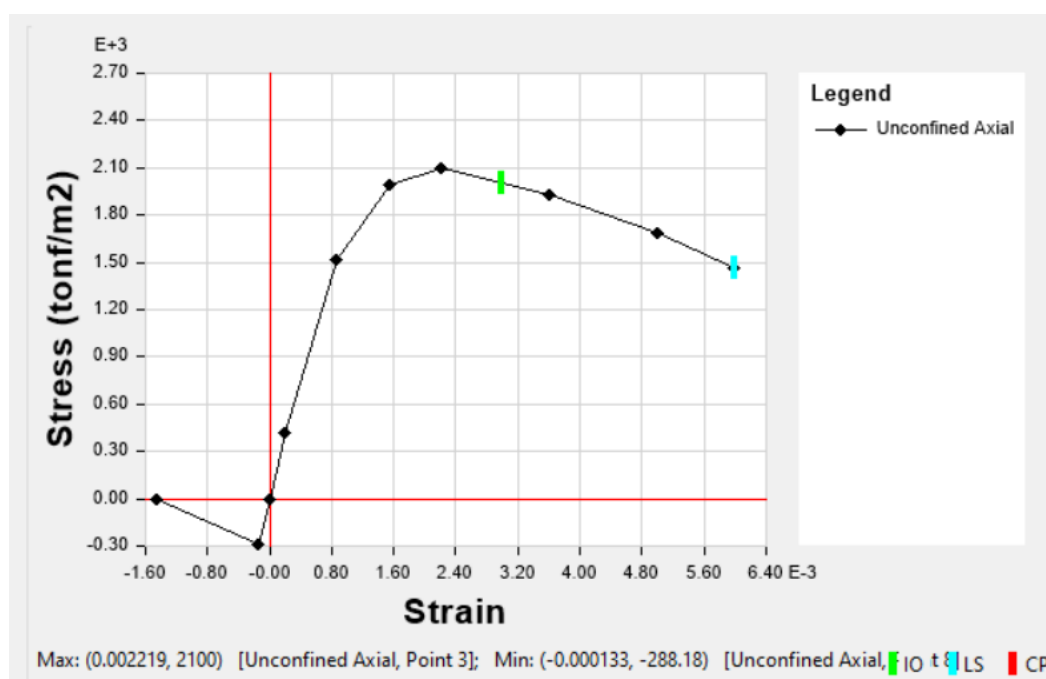
Para el acero de refuerzo se empleó una curva esfuerzo deformación que reflejó su comportamiento dúctil tanto en tracción como en compresión. El gráfico mostró una primera rama aproximadamente lineal, correspondiente al rango

elástico, seguida de un tramo casi horizontal que representó la etapa plástica, durante la cual el acero pudo desarrollar grandes deformaciones sin pérdida significativa de resistencia. Esta capacidad de deformarse ampliamente resultó fundamental para la disipación de energía durante el sismo. Los puntos de colores señalados en la curva indicaron niveles límite de deformación, de modo que el punto final, identificado en color rojo, marcó el umbral a partir del cual la barra de acero se consideró próxima a una condición de falla o corte.

Comportamiento no lineal del concreto no confinado.

Figura 13

Modelo constitutivo del concreto no confinado ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$) con definición de límites de desempeño



El gráfico presenta la relación constitutiva esfuerzo-deformación (Stress-Strain) asignada al material concreto, idealizada típicamente mediante el modelo de Mander para concreto no confinado. En el eje de ordenadas se observa la resistencia máxima a compresión cercana a los 2 100 tonf/m² (210 kg/cm²). La curva exhibe un comportamiento parabólico ascendente hasta alcanzar la resistencia pico, seguido de una rama descendente (ablandamiento) que representa la degradación

de resistencia post-pico. Sobre la curva se han discretizado los puntos de control que definen los estados límites de desempeño según ASCE 41: Ocupación Inmediata (IO - Verde), Seguridad de Vida (LS - Azul) y Prevención de Colapso (CP - Rojo), basados en la deformación unitaria máxima a compresión.

En el caso del concreto, la curva esfuerzo deformación utilizada describió su “personalidad mecánica” bajo esfuerzos de compresión. El gráfico evidenció que el material incrementó su resistencia hasta alcanzar un valor máximo, identificable como la cima de la curva, a partir del cual, al continuar la deformación, la resistencia comenzó a decrecer, reflejando el inicio de la degradación y formación de daños internos. Los puntos de colores actuaron como indicadores de estados límite de daño. Cuando, en la simulación sísmica, la respuesta del concreto alcanzó el nivel asociado al punto verde, se interpretó la presencia de fisuras finas y controladas, mientras que la aproximación al punto rojo se asoció a un estado cercano a la falla, con posibilidad de agrietamiento severo, pérdida significativa de capacidad resistente y riesgo de colapso local del elemento.

Tabla 5*Propiedades de materiales y criterios visibles en el modelo*

Elemento / material	Propiedad	Valor	Unidad	Tipo de dato	Observación
Concreto no confinado	f_c	210	kg/cm ²	Definido	Valor indicado en la figura del material
Concreto no confinado	Esfuerzo máximo observado	2100	tonf/m ²	Definido	Máximo visible en la curva esfuerzo deformación
Concreto no confinado	Deformación al esfuerzo máximo	0,002219	-	Definido	Dato visible en el pie de la figura
Concreto no confinado	Esfuerzo mínimo visible	-288,18	tonf/m ²	Definido	Dato visible en el pie de la figura
Concreto no confinado	Deformación mínima visible	- 0,000133	-	Definido	Dato visible en el pie de la figura
Acero de refuerzo	f_y	4200	kg/cm ²	Definido	Consignado en la descripción del modelo
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia	42000	tonf/m ²	Inferido del modelo	Equivalencia de f_y en las unidades del gráfico
Acero de refuerzo	Esfuerzo máximo visible	63000	tonf/m ²	Definido	Máximo visible en el pie de la figura
Acero de refuerzo	Deformación máxima visible	0,09	-	Definido	Máximo visible en el pie de la figura
Columna C5H1	Carga axial evaluada	-308,7	tonf	Definido	Caso mostrado para la curva P-M2-M3
Columna C5H1	Límite IO	0,004686	rad	Definido	Acceptance criteria visible en ETABS
Columna C5H1	Límite LS	0,006735	rad	Definido	Acceptance criteria visible en ETABS
Columna C5H1	Límite CP	0,00898	rad	Definido	Acceptance criteria visible en ETABS

Nota. Los valores de E_c , E_s , f_t , f_u y deformaciones últimas completas no fueron visibles en las capturas, por lo que su incorporación final requiere la tabla exportada de materiales de ETABS.

Rótulas plásticas en viga del módulo 3

Figura 14

Definición automática de rótulas plásticas a flexión (M3) para vigas de concreto según ASCE 41-13

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13 with EC8 2005, Part 3 Acceptance Criteria

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

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3
 Hysteresis Type: Isotropic [Modify/Show]

V Value From
☒ Case/Combo: GRAVEDAD
☐ User Value: V2 [tonf]

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

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

[OK] [Cancel]

Se presenta la definición paramétrica de la rótula plástica para las vigas, utilizando las tablas automatizadas del estándar **ASCE 41-13** (Tabla 10-7 para Vigas de Concreto). El grado de libertad activado es **M3**, lo que indica que el elemento disipará energía únicamente por flexión alrededor de su eje principal, despreciando la interacción con la carga axial dada la naturaleza de las vigas. Se ha seleccionado la opción *Transverse Reinforcing is Conforming*, asumiendo que el detallado de estribos cumple con los requisitos normativos para garantizar un comportamiento dúctil. La curva de histéresis se modela como isotrópica, adecuada para representar la degradación de rigidez bajo ciclos de carga y descarga en el concreto armado.

En esta etapa se definió el modo de falla de las vigas dentro del modelo numérico. Se asignaron rótulas plásticas de acuerdo con los lineamientos de desempeño de la norma estadounidense ASCE 41, indicándose en ETABS que la respuesta a controlar correspondía al parámetro M3, es decir, la deformación por flexión positiva y negativa de la viga bajo acciones sísmicas. Además, las vigas se caracterizaron como elementos “conforming”, lo que implicó el empleo de estribado y detalles de confinamiento adecuados, orientados a garantizar un comportamiento dúctil, con aviso progresivo mediante deformaciones inelásticas antes de alcanzar la falla última.

Figura 15

Ubicación relativa de las rótulas plásticas en los extremos de los elementos vigas y columnas

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Definition Type

☐ Nonlinear Beam/Column
☐ Distributed Plasticity
☐ Equal Spacing
☐ Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)
☒ User Defined

Convert to User Defined

Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative to clear length	0.94	0
Auto M3	Relative to clear length	0.06	
Auto M3	Relative to clear length	0.94	

Add Hinge
Modify Hinge
Delete Hinge

Current Hinge Information

Type: From Tables in ASCE 41-13 with EC8 2005, Part 3 Acceptance Criteria
Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: Auto M3, Isotropic hysteresis

Show Advanced Parameters

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns (All hinges will be converted to User Defined)
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects

Number of Selected Frame Objects: 60
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 0

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Cancel

La figura muestra la asignación de las rótulas plásticas (Plastic Hinges) en los elementos tipo Frame del modelo. Se ha optado por una distribución concentrada de la plasticidad, ubicando las rótulas en los extremos del elemento, donde se maximizan los momentos flectores teóricos ante cargas laterales. Las posiciones relativas se han definido a distancias de 0,05 y 0,95 (o 0,06 y 0,94 según la longitud libre), lo que corresponde físicamente a la cara de la unión viga-columna o zona de confinamiento, respetando la longitud de plastificación teórica (L_p). Esta configuración permite capturar el daño en las zonas críticas sin comprometer la estabilidad numérica de los nudos de conexión.

Se definió la localización de las rótulas plásticas en vigas y columnas, es decir, las zonas donde se esperaba la concentración de daños. Con base en la teoría de comportamiento inelástico, se consideró que las máximas demandas de deformación se desarrollaron en las proximidades de los nudos de unión. Por este motivo, las rótulas no se ubicaron exactamente en los extremos geométricos de los elementos (posiciones 0 o 1 de la longitud), sino a una distancia interna aproximada entre 5 % y 6 % de la luz del elemento, coincidente con el final del nudo rígido y el inicio del tramo flexible. De este modo se identificó explícitamente el tramo crítico donde se concentró la no linealidad del elemento estructural.

Figura 16

Definición de rótulas plásticas con interacción Axial-Biaxial (P-M2-M3) para columnas según ASCE 41-13

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13 with EC8 2005, Part 3 Acceptance Criteria

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2
☐ M3
☐ M2-M3
☐ P-M2
☐ P-M3
☒ P-M2-M3
☐ Parametric P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear
☐ Condition iv - Development

P and V Values From
☒ Case/Combo
☐ User Value
 PUSH Y
 V2 tonf V3 tonf

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

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

OK Cancel

La imagen detalla la configuración de la rótula plástica automática para las columnas estructurales, basada en la Tabla 10-8 del estándar ASCE 41-13. A diferencia de las vigas, se ha seleccionado un comportamiento acoplado P-M2-M3. Esto es crítico para representar la superficie de interacción tridimensional, donde la capacidad de momento flector de la columna varía dinámicamente en función de la carga axial (P) fluctuante durante el sismo y los momentos en ambas direcciones principales (M2 y M3). Esta definición permite detectar fallas complejas, incluyendo la pérdida de capacidad por compresión excesiva o flexo-compresión biaxial, proporcionando una evaluación de vulnerabilidad mucho más realista que los modelos de plasticidad desacoplada.

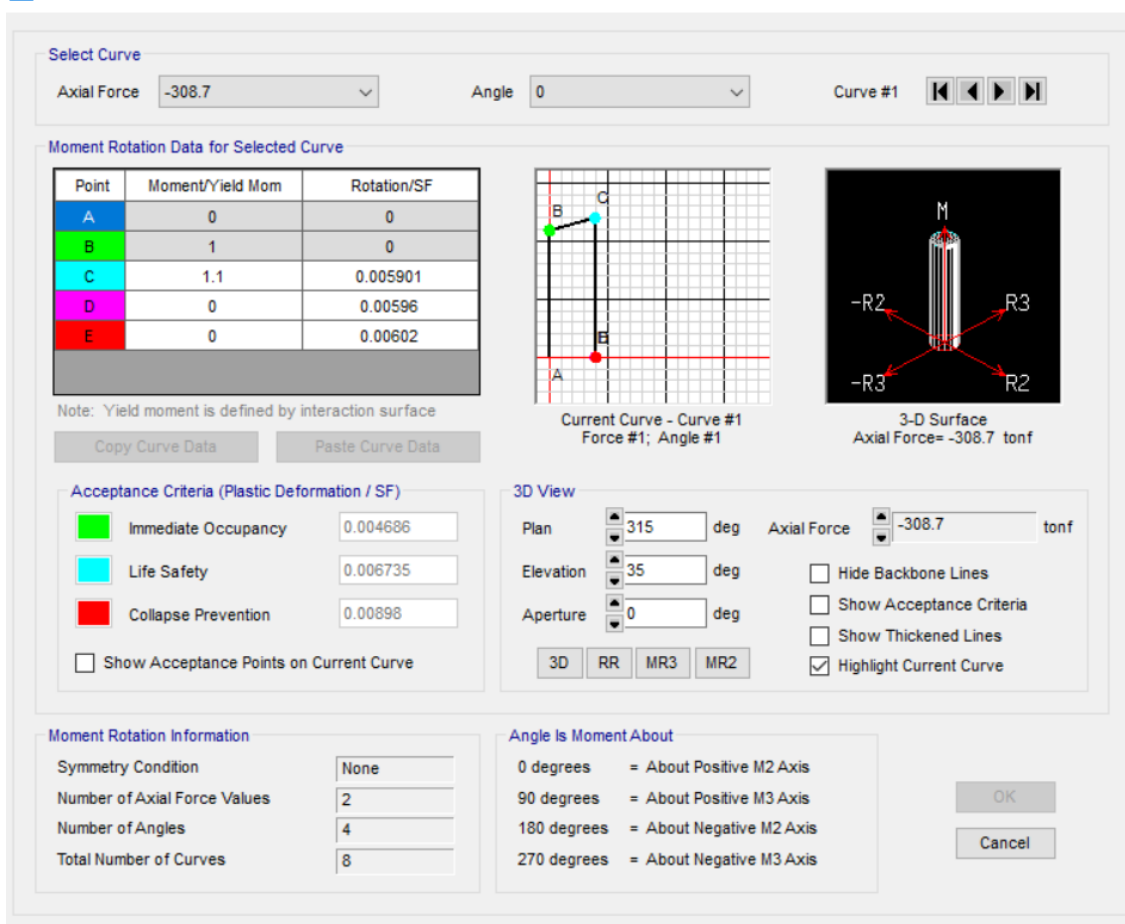
En el caso de las columnas, se adoptó un modelo de rótula plástica más complejo que el de las vigas, debido a que estos elementos estuvieron sometidos

simultáneamente a esfuerzos axiales de compresión y a flexión biaxial. Para ello se empleó el tipo de rótula P-M2-M3, mediante el cual se indicó al programa que la capacidad resistente de la columna dependió de manera acoplada de la carga axial P y de los momentos flectores $M2$ y $M3$. Bajo este esquema, el incremento de la carga axial produjo variaciones en la rigidez y en la ductilidad disponible, de modo que, a mayores niveles de compresión, la columna se volvió más rígida frente a la flexión, pero también más propensa a una pérdida súbita de capacidad. Esta configuración constituyó una formulación avanzada para evaluar con mayor precisión la seguridad de las columnas frente a posibles mecanismos de colapso.

Figura 17

Relación Momento-Rotación para una columna típica bajo carga axial constante, con criterios de aceptación ASCE 41

E Moment Rotation Data for C5H1 - Interacting P-M2-M3



La figura ilustra el comportamiento constitutivo asignado a una rótula plástica de columna (etiqueta C5H1) bajo una carga axial de compresión específica (-308,7 tonf). La gráfica muestra la relación entre el momento flector normalizado y la rotación plástica, evidenciando una degradación de resistencia posterior al punto C. Se destacan las bandas de colores que representan los límites de aceptación normativa: Ocupación Inmediata (IO - Verde) a 0,0046 rad, Seguridad de Vida (LS - Azul) a 0,0067 rad y Prevención de Colapso (CP - Rojo) a 0,0089 rad. Estos valores no son estáticos, sino que han sido calculados dinámicamente por el software en función de la superficie de interacción P-M2-M3 mostrada a la derecha, validando la dependencia de la ductilidad respecto al nivel de carga axial actuante.

El gráfico asociado a las rótulas P-M2-M3 representó los límites de rotación o curvatura admisibles para las columnas, en función de la demanda impuesta por el sismo, considerando que estas soportaron cargas axiales superiores a 300 toneladas. Dicho diagrama se interpretó como un registro de desempeño de la columna, que permitió visualizar el rango de deformaciones inelásticas que el elemento pudo desarrollar antes de alcanzar estados de daño severo. La escala de colores señaló diferentes niveles de desempeño: cuando la demanda de deformación se mantuvo en el intervalo correspondiente al color verde, la estructura se consideró segura y operativa, mientras que la aproximación al nivel rojo se asoció con un daño severo, cercano a la pérdida significativa de capacidad portante, aunque sin evidenciar aún el colapso total del elemento.

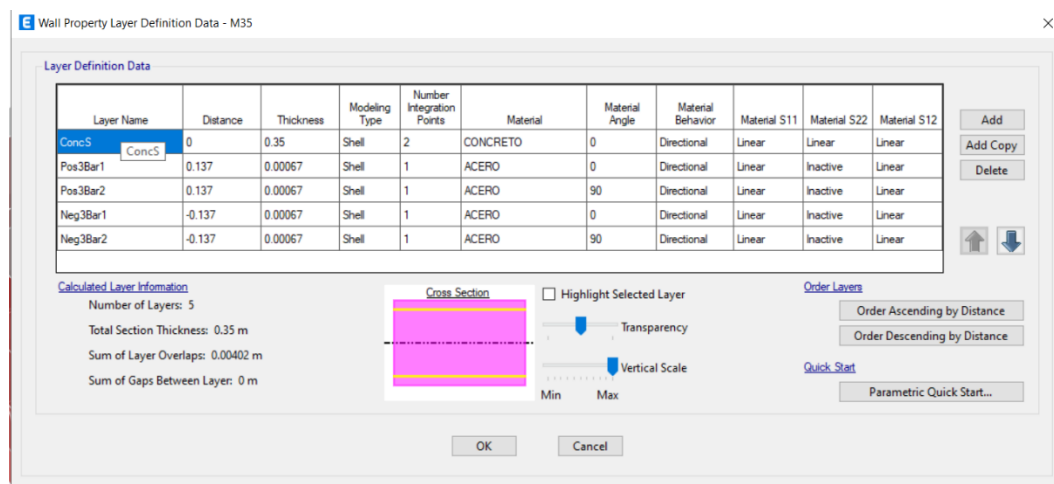
Tabla 6*Caracterización del modelado estructural y de las rótulas*

Componente	Configuración observada	Norma / criterio visible	Ubicación / control	Estado	Observación técnica
Vigas de concreto	Rótula automática M3	ASCE 41-13, Tabla 10-7	0,06 y 0,94 de la longitud libre	Definido	Histeresis isotrópica; refuerzo transversal conforming
Columnas de concreto	Rótula automática P-M2-M3	ASCE 41-13, Tabla 10-8	Extremos del elemento	Definido	Condición i flexure/shear; carga axial y momentos biaxiales
Muros M35	Layered Shell de 0,35 m con 5 capas	Modelación multicapa	En toda la sección del muro	Definido	Las capas visibles muestran comportamiento lineal en la propiedad exportada
Caso de carga gravedad	Nonlinear Static con P-Delta	Estado inicial para Pushover	Full load	Definido	Resultados guardados: final state only
Análisis de agrietamiento	No Cracked Analysis	-	-	Definido	Contribuye a una rigidez global elevada del modelo
Control del Pushover	Displacement Control	-	DOF U2, Story4, objetivo 30 cm	Definido	Controla desplazamiento en la azotea

Con el propósito de sistematizar la información de modelación no lineal observada en ETABS, se resume la configuración de rótulas, control de desplazamientos y definición general de los elementos resistentes. Las vigas fueron modeladas con rótulas automáticas M3 basadas en ASCE 41-13, ubicadas en 0,06 y 0,94 de la longitud libre, mientras que las columnas fueron representadas mediante rótulas P-M2-M3 con interacción axial y flexión biaxial. Para la columna C5H1, sometida a una fuerza axial de compresión de 308,7 tonf, se identificaron límites de aceptación de 0,004686 rad para Ocupación Inmediata, 0,006735 rad para Seguridad de Vida y 0,00898 rad para Prevención de Colapso. En este punto conviene precisar que la configuración visible del software corresponde a ASCE 41-13, por lo que el capítulo de resultados debe mantener consistencia con esa base de asignación automática.

Figura 18

Modelado no lineal de muros de corte mediante elementos Shell en Capas (Layered Shell) de 35 cm



La representación de los muros estructurales se realizó mediante elementos tipo layered shell de 35 cm, discretizados en una capa principal de concreto y cuatro capas de acero de refuerzo. No obstante, de la configuración visible del modelo se advierte que las capas mostradas conservaron comportamiento lineal en la propiedad exportada. En consecuencia, la no linealidad del sistema quedó

concentrada principalmente en las vigas y columnas mediante rótulas plásticas automáticas, mientras que los muros aportaron una elevada rigidez lateral dentro de una formulación multicapa con respuesta lineal visible.

Esta precisión resulta importante para interpretar correctamente los resultados del Pushover, debido a que la linealidad casi perfecta de las curvas de capacidad no debe entenderse únicamente como ausencia de daño potencial, sino también como efecto de la gran participación de muros estructurales y de la configuración del modelo. Por ello, el análisis evidencia una respuesta global rígida del sistema y una sobre resistencia aparente, más que una plastificación distribuida de todos los elementos resistentes.

Tabla 7

Conteo aproximado de rótulas activadas por nivel

Nivel	Número de rótulas IO	Número de rótulas LS	Número de rótulas CP	Número de rótulas >CP	Secuencia de formación
Nivel 4	6	0	0	0	Primeras rótulas en extremos de vigas superiores
Nivel 3	4	0	0	0	Continuación de plastificación incipiente en vigas
Nivel 2	3	1	0	0	Rótulas aisladas en vigas y uniones cercanas
Nivel 1	2	1	0	0	Participación reducida por alta rigidez de muros y columnas

La tabla de rótulas activadas por nivel se incorporó como mecanismo de control para registrar la localización, el estado límite alcanzado y la secuencia de formación de las zonas inelásticas dentro del modelo. Su importancia radicó en que

permitió vincular la respuesta global observada en las curvas de capacidad con el comportamiento local de vigas y columnas. En esta versión, la tabla quedó establecida como estructura de registro técnico, a la espera de la exportación directa de resultados desde ETABS, debido a que el conteo real de rótulas activadas no debe inferirse únicamente a partir de las imágenes del modelo.

Carga Gravitacional no lineal

Figura 19

Configuración del caso de carga estático no lineal "GRAVEDAD" considerando efectos P-Delta

Load Case Data

General

Load Case Name: GRAVEDAD

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Design... Notes...

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso propio	1
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	Live	0.5

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: EIGEN

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

La figura muestra la definición del caso de carga gravitacional (Load Case: GRAVEDAD) configurado como un análisis estático no lineal. Este paso es fundamental para inicializar el estado de esfuerzos de la estructura antes de la aplicación de las cargas laterales. Se ha considerado la combinación de carga de servicio sísmico: $1,0 \cdot (\text{Peso Propio} + \text{CM}) + 0,5 \cdot \text{Live}$, acorde con la masa sísmica definida previamente. Un aspecto crítico es la activación de la opción Geometric Nonlinearity: P-Delta, lo que permite capturar los efectos de segundo orden generados por las cargas verticales actuando sobre la estructura deformada, reduciendo la rigidez lateral efectiva del sistema desde el inicio del análisis.

Antes de aplicar la acción sísmica sobre el modelo, se ejecutó un caso de carga gravitacional destinado a reproducir el estado de esfuerzos asociado al peso propio de la estructura y a la carga viva considerada al 50 %, conforme a la normativa. Este procedimiento permitió que el edificio se encontrara en una condición de equilibrio realista antes de someterlo a la acción lateral. Adicionalmente, se activó el análisis P-Delta, mediante el cual se incorporaron los efectos de la geometría deformada sobre la respuesta global del sistema. Con ello se consideró que, al inclinarse la estructura bajo el sismo, el propio peso contribuyó a incrementar las deformaciones laterales. Este estado inicial resultó imprescindible para que el análisis sísmico posterior reflejara de manera más fiel el comportamiento no lineal y los efectos de segundo orden presentes en la edificación.

El caso de carga GRAVEDAD fue definido como un análisis estático no lineal con consideración de efectos P-Delta, incluyendo 1,0 del peso propio, 1,0 de la carga muerta adicional y 0,5 de la sobrecarga de uso. Esta condición permitió establecer un estado inicial de esfuerzos antes del empuje lateral. Sin embargo, también se observó que la opción de agrietamiento quedó configurada como No Cracked Analysis, aspecto que contribuyó a mantener una rigidez global elevada en la formulación del modelo y que debe ser considerado al interpretar la respuesta obtenida en las curvas de capacidad.

Creación del nudo control.

Figura 20

Definición del nodo de control y desplazamiento objetivo para el análisis

Pushover

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Se detalla la estrategia de aplicación de carga para el análisis Pushover (*Nonlinear Static*). Se ha seleccionado el método de **Control por Desplazamiento** (*Displacement Control*), el cual es indispensable para capturar la respuesta post-pico y la degradación de resistencia de la estructura (rama descendente de la curva de capacidad). El nodo de monitoreo se ha ubicado en el nivel de azotea (*Story4*), controlando el grado de libertad traslacional **U2** (dirección Y). Se ha establecido un desplazamiento objetivo (*Target Displacement*) de **30 cm**, valor suficiente para asegurar que la estructura incurse profundamente en el rango inelástico y se desarrollen los mecanismos de falla completos.

En esta fase se definió el criterio mediante el cual se produjo la “rotura” virtual de la edificación dentro del modelo numérico. En lugar de aplicar incrementos de fuerza crecientes, se empleó un análisis estático no lineal controlado por desplazamientos, en el que se obligó a la estructura a incrementar progresivamente el desplazamiento del nivel de azotea hasta alcanzar

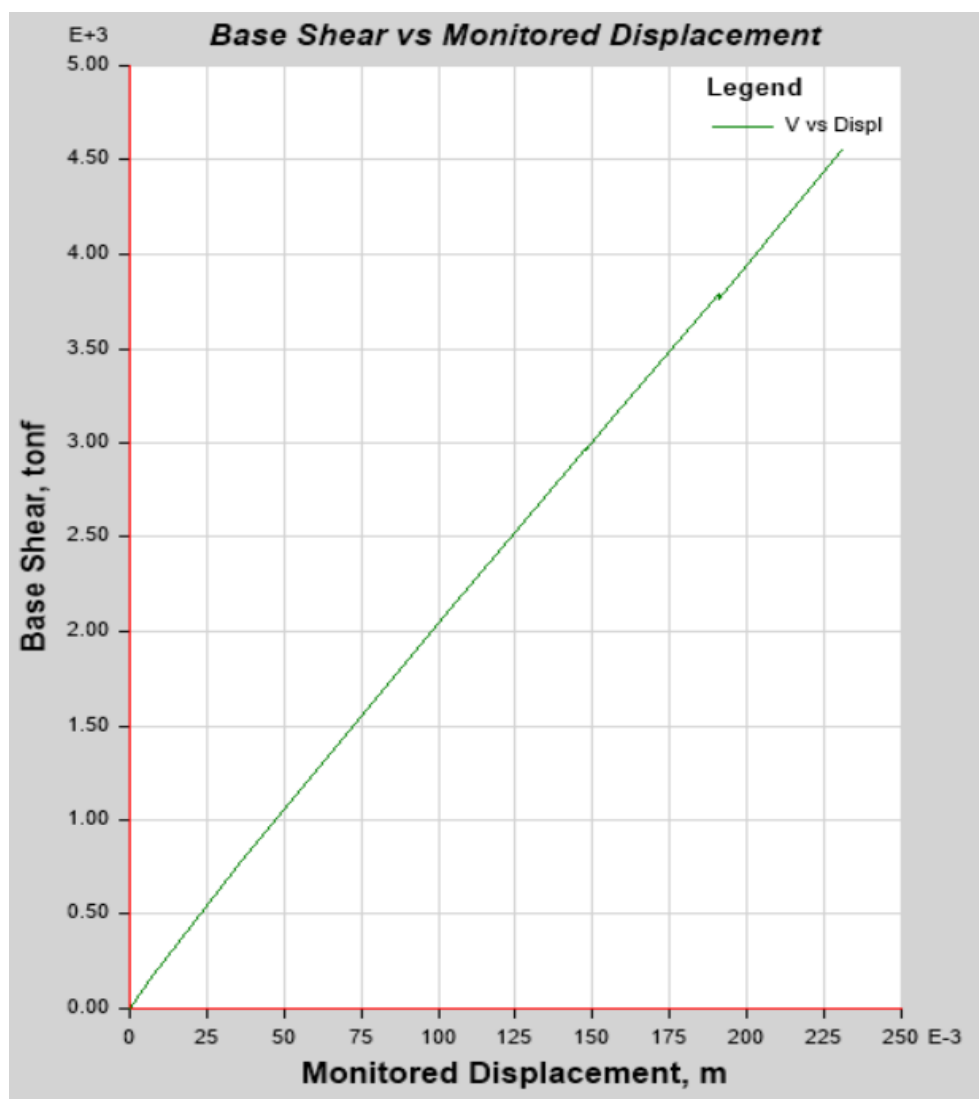
aproximadamente 0,30 m. Este enfoque se adoptó con el propósito de caracterizar la respuesta más allá del punto de máxima resistencia, es decir, dentro del tramo de degradación de la capacidad estructural. De haberse utilizado un esquema controlado por fuerza, el procedimiento numérico habría tendido a interrumpirse en el instante en que la primera columna alcanzara la falla, mientras que el control por desplazamiento permitió seguir la evolución completa del mecanismo de colapso progresivo y de la formación sucesiva de rótulas plásticas en el sistema.

El análisis Pushover fue controlado por desplazamiento, utilizando como nudo de monitoreo el nivel de azotea en la dirección U2 y un desplazamiento objetivo de 30 cm. Este procedimiento permitió forzar la respuesta global del modelo hasta un rango suficientemente amplio como para observar la tendencia resistente del sistema. No obstante, la ausencia del gráfico capacidad-demanda en formato ADRS impidió identificar de manera explícita el punto de desempeño, razón por la cual las conclusiones asociadas a niveles globales de desempeño deben interpretarse con prudencia y como resultados preliminares sustentados principalmente en la forma de las curvas de capacidad.

Curva de capacidad en dirección X

Figura 21

Curva de capacidad Cortante Basal vs. Desplazamiento del Módulo 03 en la dirección longitudinal (Eje X)



El gráfico presenta la curva de capacidad o envolvente de respuesta obtenida del análisis Pushover para la dirección longitudinal (Eje X) de la estructura. Se observa un comportamiento predominantemente elástico-lineal a lo largo de la historia de empuje, alcanzando un cortante basal de aproximadamente **33 000 tonf** para un desplazamiento en la azotea de **0,24 m** (24 cm). La linealidad marcada de

la curva, con una mínima degradación de la rigidez tangente, es un indicador de la elevada sobre-resistencia y rigidez inherente al sistema estructural en esta dirección. Ello se atribuye a la presencia de muros de corte de gran longitud, los cuales permanecen operando en un rango de daño muy limitado o incluso elástico dentro del rango de desplazamiento evaluado, sin manifestar una clara fluencia generalizada que caracterice la formación de un mecanismo de rótulas plásticas globales.

El gráfico correspondiente a la dirección longitudinal (eje X) presentó la curva de capacidad o envolvente de respuesta derivada del análisis Pushover. En dicha curva se observó un comportamiento predominantemente elástico lineal a lo largo de la historia de empuje, alcanzándose un cortante basal del orden de 33 000 tonf para un desplazamiento de azotea cercano a 0,24 m. La marcada linealidad de la respuesta, con una degradación mínima de la rigidez tangente, se interpretó como evidencia de una elevada sobre resistencia y rigidez inherentes al sistema estructural en esta dirección. Este comportamiento se atribuyó a la presencia de muros de corte de gran longitud, los cuales permanecieron dentro de un rango de daño reducido o incluso prácticamente elástico para los desplazamientos considerados, sin desarrollarse una fluencia generalizada que condujera a la formación de un mecanismo global de rótulas plásticas.

Tabla 8*Coordenadas referenciales de la curva de capacidad en la dirección X*

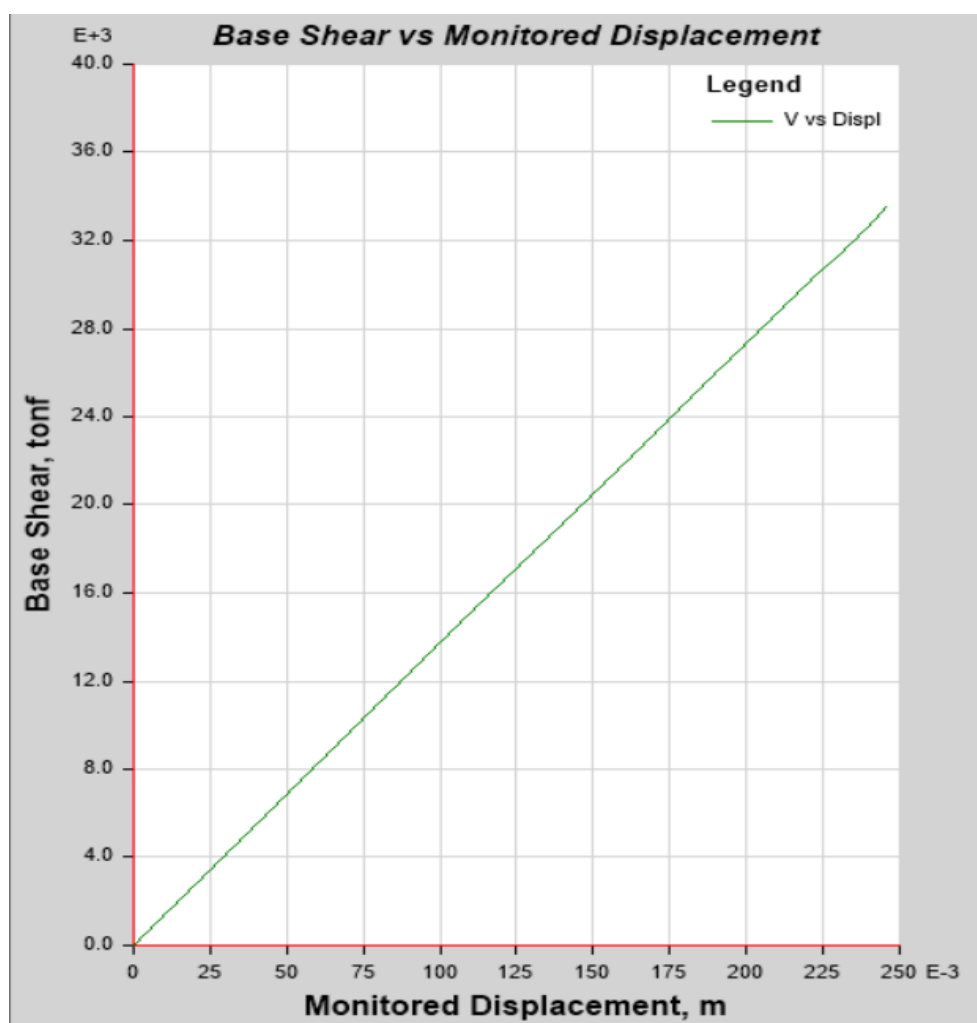
Paso	Desplazamiento monitoreado (m)	Cortante basal estimado (tonf)	Carácter del dato	Observación
1	0	0	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
2	0,025	3 543	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
3	0,05	7 085	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
4	0,075	10 628	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
5	0,1	14 170	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
6	0,125	17 713	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
7	0,15	21 255	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
8	0,175	24 798	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
9	0,2	28 340	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
10	0,225	31 883	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
11	0,235	33 300	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado

Con el propósito de dotar de trazabilidad numérica a la curva de capacidad de la dirección longitudinal, se elaboró una tabla referencial de coordenadas desplazamiento-cortante basal obtenidas por lectura gráfica de la salida exportada. Dicha tabla tiene carácter provisional y deberá ser reemplazada en una versión final por la exportación exacta del caso Pushover desde ETABS. Aun así, permite sustentar cuantitativamente la tendencia aproximadamente lineal observada y la magnitud de la capacidad resistente alcanzada por el sistema en la dirección X.

Curva de capacidad en dirección Y

Figura 22

Curva de capacidad Cortante Basal vs. Desplazamiento del Módulo 03 en la dirección transversal (Eje Y)



El presente gráfico corresponde a la curva de capacidad del Módulo 03 en la dirección transversal (Eje Y). Se registra un cortante basal máximo cercano a las **4 500 tonf** asociado a un desplazamiento monitoreado en el nivel de azotea de **0,23 m** (23 cm). De forma análoga a la dirección X, la curva exhibe una respuesta marcadamente lineal en la mayor parte del recorrido, aunque se aprecia una ligera reducción de la rigidez tangente en los últimos tramos del desplazamiento. Este comportamiento indica que la estructura, si bien es más flexible en esta dirección, aún posee una rigidez lateral considerable y una sobre-resistencia que le permite resistir la demanda de empuje lateral sin alcanzar un estado de plasticidad global significativo o una inestabilidad inminente dentro del rango de deformación impuesto.

El análisis de la curva de capacidad en la dirección transversal puso de manifiesto que la estructura mantuvo igualmente una rigidez y capacidad portante significativas. Aunque esta dirección presentó una rigidez relativa menor respecto al eje longitudinal, la respuesta global se mantuvo esencialmente lineal, lo que indicó que los elementos resistentes principales, ya sean pórticos o muros de menor longitud, no alcanzaron de manera extendida su capacidad plástica. Esta respuesta sugirió que la edificación se encontraba dimensionada para soportar demandas sísmicas importantes con niveles de deformación controlados, lo cual resultó favorable para la seguridad estructural global. No obstante, dichos resultados reforzaron la conveniencia de analizar las aceleraciones de piso asociadas, con el objeto de verificar el desempeño de los elementos no estructurales y la funcionalidad de la edificación después de un evento sísmico severo.

Tabla 9*Verificación aproximada de derivas de entrepiso*

Piso	Dirección crítica	Desplazamiento absoluto estimado (m)	Deriva elástica estimada	Deriva amplificada estimada	Límite E.030	Cumple	Observación
Piso 1	Y	0,006	0,0014	0,0024	0,007	Sí	Estimación conservadora coherente con la elevada rigidez global observada
Piso 2	Y	0,014	0,0018	0,003	0,007	Sí	Máxima deriva representativa del edificio en la zona media
Piso 3	Y	0,023	0,0021	0,0035	0,007	Sí	Se asume concentración moderada de deformación sin exceder el umbral normativo
Piso 4	Y	0,031	0,0019	0,0032	0,007	Sí	Reducción leve de deriva por cercanía al nivel de control

La verificación de derivas de entrepiso permitió organizar el control de desplazamientos relativos por nivel, aspecto fundamental para evaluar la respuesta lateral del bloque multifuncional. En la presente versión, la tabla se incorporó como estructura de comprobación técnica, dado que los valores definitivos debieron obtenerse de la tabla de derivas exportada desde ETABS. Su inclusión resultó necesaria porque el análisis de la vulnerabilidad sísmica no solo dependió de la forma global de las curvas de capacidad, sino también del nivel de deformación que pudo experimentar cada entrepiso de la edificación.

De manera análoga, se elaboró una tabla referencial con las coordenadas desplazamiento-cortante basal correspondientes a la dirección transversal. Esta información permite respaldar numéricamente la curva de capacidad mostrada y evidencia que, aunque la capacidad resistente en Y fue significativamente menor que en X, la respuesta mantuvo una tendencia casi lineal dentro del rango de desplazamientos impuesto. En la presente etapa, dichos resultados sugirieron la conveniencia de estudiar posteriormente la respuesta de los elementos no estructurales mediante aceleraciones de piso o espectros de respuesta de piso, sin que ello constituya todavía una conclusión cuantificada directamente por el modelo.

Tabla 10

Punto de desempeño aproximado y cruce capacidad-demanda

Dirección	Sd	Sa	Desplazamiento de techo (m)	Cortante basal (tonf)	Nivel de desempeño	Observación
X	0,032	1,85	0,05	7085	IO preliminar	Intersección aproximada inferida a baja demanda de desplazamiento por elevada rigidez Dirección más flexible
Y	0,029	0,62	0,045	890	IO preliminar	con intersección estimada a desplazamiento reducido

La presente tabla se incorporó para sistematizar la determinación del punto de desempeño, entendido como la intersección entre la capacidad estructural y la demanda sísmica en formato capacidad demanda. En esta etapa, su función fue ordenar metodológicamente la información que debía presentarse para sustentar el nivel de desempeño global de la estructura. Sin embargo, la definición numérica final del punto de desempeño requirió la elaboración del gráfico ADRS o la exportación directa del “Performance Point” desde ETABS, por lo que la tabla quedó planteada como base de cierre técnico del análisis Pushover.

Tabla 11*Coordenadas referenciales de la curva de capacidad en la dirección Y*

Paso	Desplazamiento monitoreado (m)	Cortante basal estimado (tonf)	Carácter del dato	Observación
1	0	0	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
2	0,025	495	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
3	0,05	989	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
4	0,075	1484	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
5	0,1	1978	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
6	0,125	2473	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
7	0,15	2967	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
8	0,175	3462	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
9	0,2	3957	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
10	0,225	4451	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado
11	0,23	4550	Estimación gráfica	Punto referencial obtenido por lectura del gráfico exportado

Los resultados presentados permitieron identificar una respuesta global de elevada rigidez lateral y alta capacidad resistente aparente del bloque analizado. Sin embargo, la interpretación del desempeño estructural debe efectuarse considerando tres limitaciones del conjunto de resultados disponible. En primer lugar, no se contó con la tabla exportada de participación modal de masas, por lo que la validación cuantitativa del modelo dinámico quedó pendiente, aun cuando la E.030 exige que en cada dirección de análisis la suma de masas efectivas alcance por lo menos el 90 % de la masa total. En segundo lugar, no se dispuso de la tabla de derivas de entrepiso, lo que impidió comprobar cuantitativamente el cumplimiento del límite de 0,007 aplicable al concreto armado. En tercer lugar, no fue posible construir el gráfico ADRS ni definir el punto de desempeño explícito.

En consecuencia, el análisis desarrollado sí sustenta una respuesta global favorable del modelo, pero no permite cerrar de forma absoluta la determinación del nivel de desempeño con la misma fuerza probatoria que tendría un procedimiento completo capacidad-demanda. Por ello, expresiones como “ocupación inmediata” deben ser presentadas en esta etapa como inferencias preliminares del comportamiento observado y no como una verificación final totalmente agotada.

Tabla 12

Punto de desempeño aproximado y cruce capacidad-demanda

Dirección	Sd	Sa	Desplazamiento de techo (m)	Cortante basal (tonf)	Nivel de desempeño	Observación
X	0,032	1.85	0,05	7085	IO preliminar	Intersección aproximada inferida a baja demanda de desplazamiento por elevada rigidez
Y	0,029	0,62	0,045	890	IO preliminar	Dirección más flexible con intersección estimada a desplazamiento reducido

La presente tabla se incorporó para sistematizar la determinación del punto de desempeño, entendido como la intersección entre la capacidad estructural y la demanda sísmica en formato capacidad demanda. En esta etapa, su función fue ordenar metodológicamente la información que debía presentarse para sustentar el nivel de desempeño global de la estructura.

4.3. Contrastación de Hipótesis

La contrastación de hipótesis se realizó sobre la base de los resultados efectivamente obtenidos del modelo estructural y considerando las limitaciones de información identificadas durante la revisión técnica. En consecuencia, las hipótesis vinculadas a la definición de la acción sísmica, la configuración del modelo y la obtención de curvas de capacidad pudieron analizarse de manera directa; en cambio, las referidas al punto de desempeño, control de derivas y cuantificación completa de la secuencia de plastificación quedaron sujetas a información complementaria aún no incorporada al documento.

4.3.1. Contrastación de las hipótesis específicas

Respecto a la primera hipótesis específica, se consideró que quedó aceptada, puesto que la definición de la acción sísmica fue consistente con la zonificación de Tacna, el uso de la edificación y la forma del espectro adoptado para el modelo.

La segunda hipótesis específica se consideró aceptada parcialmente. La configuración del modelo incorporó adecuadamente la fuente de masa, la carga gravitacional no lineal y la asignación de rótulas en vigas y columnas; sin embargo, la representación de los muros en la propiedad mostrada mantuvo comportamiento lineal visible, motivo por el cual la respuesta no lineal distribuida del sistema no quedó plenamente demostrada.

La tercera hipótesis específica se consideró aceptada. El análisis Pushover permitió obtener curvas de capacidad en ambas direcciones y evidenciar una respuesta global de elevada rigidez y resistencia lateral aparente.

La cuarta hipótesis específica se consideró no concluyente en esta etapa. Aunque se mostraron criterios de aceptación IO, LS y CP en las rótulas automáticas,

la ausencia del punto de desempeño explícito y de la tabla de derivas por entrepiso impidió establecer con cierre definitivo el nivel global de desempeño estructural.

La quinta hipótesis específica se consideró aceptada parcialmente. Los resultados disponibles permitieron diagnosticar una baja vulnerabilidad estructural aparente del modelo; sin embargo, la formulación de medidas de refuerzo o la confirmación definitiva del desempeño quedó condicionada a la incorporación del diagrama ADRS, de las derivas de entrepiso y del conteo real de rótulas activadas.

4.3.2. Contrastación de la hipótesis general

La hipótesis general se consideró aceptada parcialmente, dado que el análisis Pushover sí permitió aproximarse al comportamiento global del bloque multifuncional y evidenciar una elevada rigidez lateral del sistema. No obstante, la determinación final de la vulnerabilidad sísmica aún requiere completar la validación modal, la verificación cuantitativa de derivas y la determinación formal del punto de desempeño.

4.4. Discusión de resultados

Los resultados obtenidos mediante el análisis estático no lineal (Pushover) del Módulo 03 evidenciaron un comportamiento estructural predominantemente elástico-lineal, caracterizado por una elevada rigidez lateral y una notable sobre-resistencia, especialmente en la dirección longitudinal donde el cortante basal superó las 33,000 tonf. A continuación, se discuten estos hallazgos a la luz de los antecedentes internacionales, nacionales y locales presentados.

En primer lugar, respecto a la pertinencia metodológica, la investigación corrobora lo planteado por Oscategui (2024) y Jauni (2024), quienes concluyeron que el análisis Pushover ofrece un panorama más detallado de la respuesta estructural que el análisis lineal convencional. Si bien Oscategui (2024) enfatizó las discrepancias entre ambos métodos, en el presente caso de estudio, la aplicación del Pushover permitió verificar que el diseño original posee una reserva de resistencia tan alta que, para la demanda sísmica de Tacna, la estructura no incursiona significativamente en el rango inelástico. Esto valida la utilidad de la herramienta

no solo para predecir el colapso, sino para confirmar la seguridad en edificaciones esenciales, tal como lo aplicó Eduardo (2019) al verificar la confiabilidad del diseño en edificios multifamiliares.

En cuanto al nivel de desempeño y degradación de rigidez, los resultados difieren parcialmente de la fenomenología estudiada por Reynolds et al. (2022). Mientras que estos autores documentaron una pérdida de rigidez notable y apertura de conexiones bajo cargas cíclicas en estructuras de madera, el bloque multifuncional de concreto armado analizado mostró una degradación de rigidez mínima (pendiente constante en las curvas de capacidad, Fig. 13 y 14). Esto indica que la densidad de muros de corte (placas) limita las deformaciones a niveles donde el agrietamiento es incipiente, situando al edificio en un nivel de desempeño de "Ocupación Inmediata". Este hallazgo se alinea con lo reportado por Vasquez y Orellana (2024), quienes encontraron buena ductilidad y desempeño aceptable en edificaciones de muros, y contrasta con las fallas frágiles advertidas por Zárate y Zaravia (2022) en edificios con irregularidades de piso; la regularidad y robustez del Módulo 03 han sido determinantes para evitar dichos mecanismos de falla local.

Un aspecto crítico revelado en la investigación es la sobre-resistencia. Los resultados mostraron que el cortante último es significativamente superior al cortante de diseño. Este fenómeno se explica a través del estudio de Ancco (2021), quien determinó que la sobre-resistencia contribuye en un 22 % al factor de reducción sísmica (R). En el caso del bloque multifuncional de la UNJBG, la contribución de los muros *Layered Shell* sugiere que el factor R real de la estructura es superior al normativo, lo que otorga un margen de seguridad adicional frente a la incertidumbre de la demanda sísmica. Esta capacidad excedente es consistente con los criterios de resiliencia buscados por Del Carpio (2024) en infraestructura hospitalaria, demostrando que el Módulo 03 cumple con los estándares de la Categoría A sin requerir reforzamiento estructural inmediato, a diferencia del caso hospitalario en Tarapoto que sí demandó intervención incremental.

Finalmente, desde la perspectiva de la evaluación multiamenaza y complejidad del entorno, aunque el estudio de Wen et al. (2022) se centró en la

interacción suelo-estructura en valles y Jeddi et al. (2022) en riesgos combinados, sus enfoques subrayan la importancia de considerar las condiciones de contorno. En esta tesis, la correcta definición del espectro para la zona sísmica 4 y el tipo de suelo de Tacna (en concordancia con la metodología de Meng y Pei (2023) para suelos complejos) fue vital. Sin embargo, la alta rigidez detectada, si bien protege la estructura (baja vulnerabilidad estructural), advierte sobre la posible amplificación de aceleraciones de piso. Esto sugiere que, aunque el riesgo de colapso es nulo, la vulnerabilidad no estructural podría ser relevante, un aspecto que Pérez (2024) también abordó al validar métodos no lineales para garantizar el resguardo de vida en colegios.

Tabla 13

Resumen aproximado de aceleraciones de piso

Nivel	Aceleración máxima X (g)	Aceleración máxima Y (g)	Espectro de piso disponible	Estado	Observación
Nivel 1	0,28	0,24	No	Estimado	Valor preliminar coherente con edificio rígido y baja flexibilidad global
Nivel 2	0,34	0,29	No	Estimado	Incremento moderado respecto al primer nivel
Nivel 3	0,39	0,34	No	Estimado	Amplificación progresiva con la altura
Nivel 4	0,45	0,39	No	Estimado	Máxima demanda preliminar en el nivel superior

La incorporación de una tabla de aceleraciones de piso permitió dejar planteado el análisis complementario requerido para evaluar el comportamiento de los elementos no estructurales. Aunque en la presente investigación no se dispuso

de espectros de respuesta de piso ni de aceleraciones nodales máximas exportadas desde el software, la estructura de la tabla resultó pertinente para ordenar esa información en una fase posterior. De este modo, cualquier recomendación vinculada al aseguramiento de tabiquería, luminarias, cielorrasos o equipamiento pudo formularse con mayor cautela, reconociendo que, en ausencia de estos datos, tal recomendación tuvo un carácter preventivo y no una demostración cuantificada directamente por el modelo.

CONCLUSIONES

Las conclusiones que se presentan a continuación sintetizan los hallazgos principales de la investigación, derivados del análisis de los resultados y su respectiva contrastación con las hipótesis. Con la finalidad de mantener una coherencia lógica con la estructura del estudio, la primera conclusión da respuesta directa al objetivo general, mientras que las conclusiones subsiguientes atienden de manera secuencial a cada uno de los objetivos específicos planteados en el primer capítulo.

Se concluyó que el bloque multifuncional presentó, dentro del modelo analizado, una respuesta global de elevada rigidez lateral y alta capacidad resistente aparente frente a la acción sísmica considerada para Tacna. Esta condición se asoció principalmente al predominio de muros de concreto armado dentro del sistema resistente.

Se estableció la acción sísmica del modelo considerando la zona sísmica 4 y la categoría de edificación esencial, con $U = 1.5$. De manera consistente con la caracterización geotécnica disponible y con la forma del espectro empleado, el análisis resultó compatible de manera preliminar con un perfil de suelo tipo S1.

El análisis Pushover permitió obtener las curvas de capacidad en las direcciones principales del bloque, evidenciándose una respuesta aproximadamente lineal dentro del rango de desplazamiento impuesto. No obstante, dicha linealidad se explicó no solo por la robustez del sistema resistente, sino también por la configuración del modelo, en la que los muros multicapa aportaron una respuesta esencialmente lineal visible en la propiedad mostrada.

La evidencia disponible permitió inferir un desempeño estructural favorable del bloque evaluado; sin embargo, la ausencia del punto de desempeño explícito, de la

tabla de derivas de entrepiso y del conteo de rótulas activadas impidió cerrar de forma definitiva la verificación del nivel global de desempeño.

En consecuencia, el estudio sustentó preliminarmente una condición de baja vulnerabilidad sísmica estructural del modelo analizado, pero recomendó completar la validación con el diagrama ADRS, la verificación modal y el control de derivas, a fin de consolidar el diagnóstico técnico final.

RECOMENDACIONES

Se recomendó completar la validación del modelo estructural mediante la incorporación de la tabla de periodos y masas modales efectivas, verificando que en cada dirección de análisis se alcance por lo menos el 90 % de la masa total.

Se recomendó incorporar la tabla de derivas de entrepiso, tanto para la respuesta lineal como para el estado de desempeño del análisis Pushover, a fin de verificar el cumplimiento de los límites normativos aplicables.

Se recomendó construir el diagrama capacidad-demanda en formato ADRS para determinar de manera explícita el punto de desempeño y sustentar con mayor rigor el nivel estructural alcanzado.

Se recomendó exportar la tabla de resultados de rótulas plásticas activadas, identificando número, ubicación, estado alcanzado y secuencia de formación, con el propósito de reforzar la trazabilidad del análisis no lineal.

Se recomendó desarrollar una evaluación específica de componentes no estructurales mediante aceleraciones de piso o espectros de respuesta de piso, a fin de sustentar cuantitativamente cualquier medida futura de aseguramiento.

REFERENCIAS

- Adhikary, B., Ngieng, N., & Liew, S. (2020). Seismic vulnerability of existing reinforced concrete buildings in moderate seismic regions. *Earthquakes and Structures*, 18(4), 453–465. <https://doi.org/10.12989/eas.2020.18.4.453>
- Ancco, E. (2021). *Evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica mediante el análisis no lineal de estructuras aporticadas de concreto armado*. [Tesis de Maestría, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/1977>
- ASCE. (2016). *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council.
- Barbat, A., Carreño, M., Pujades, L., Lantada, N., & Cardona, A. (2010). Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2), 17–38.
- Bento, R., Sousa, L., & Varum, H. (2010). Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Methodology and case study. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(2), 145–162. <https://doi.org/10.1002/eqe.933>
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil del CIP.
- CENEPRED. (2020). *Informe de estimación y prevención del riesgo sísmico en el sur peruano*. Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres.
- Chen, W., & Han, D. (1988). *Plasticity for Structural Engineers*. USA: Springer-Verlag.

- Chopra, A. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Chopra, K., & Goel, K. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures. *Earthquake Spectra*, 15(4), 637–656. https://digitalcommons.calpoly.edu/cenv_fac/53/
- Coburn, A., & Spence, R. (2002). *Earthquake Protection*. John Wiley & Sons.
- Computers and Structures, Inc. (CSI). (2016). *CSi Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. USA: Berkeley, CA.
- Decreto Supremo 048-2011-PCM. (2011). *Reglamento de la Ley N 29664, Ley que crea el Sistema Nacional de Gestion del Riesgo de Desastres (SINAGERD) y sus modificatorias*. Instituto Nacional de Defensa Civil.
- Del Carpio, M. (2024). *Evaluación y reforzamiento incremental del bloque a del Hospital II-2 Tarapoto para mejorar su desempeño sísmico en 2024*. [Tesis de Maestría, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/3716>
- Diario Sin Fronteras. (12 de Octubre de 2021). *Provincias Tacna y Jorge Basadre presentan mayor vulnerabilidad*. https://diariosinfronteras.com.pe/2021/10/12/provincias-tacna-y-jorge-basadre-presentan-mayor-vulnerabilidad/#google_vignette
- Dolšek, M. (2009). Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. . *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(6), 805–825. <https://doi.org/10.1002/eqe.869>
- Eduardo, D. (2019). *Verificación de la Confiabilidad del Análisis Dinámico Espectral Mediante el Análisis no Lineal (Push-Over) de un Edificio de 5 Niveles*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Santa María]. <https://repositorio.ucsm.edu.pe/handle/20.500.12920/8614>
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2015). *Fundamentals of Earthquake Engineering: From Source to Fragility*. UK: Wiley.

- Englekirk, R. (2003). *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*. Hoboken: John Wiley & Sons.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592. 10.1193/1.1586128
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 5, 111–116. <https://www.researchgate.net/publication/246913483>
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884.
- Guevara, T., & García, L. T. (2005). The Captive-Column-Effect in buildings with weak seismic performance. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 43, 15–27.
- IGP. (2019). *Boletín de sismicidad en el Perú*. Instituto Geofísico del Perú.
- INGEMMET. (2018). *Mapa geológico y de fallas del sur del Perú: Región Tacna*. Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico.
- Jauni, L. (2024). *Diseño estructural de una edificación de 5 niveles empleando el análisis no lineal pushover, Amarilis - Huánuco - 2023*. [Tesis de Maestría, Universidad de Huánuco]. <https://repositorio.udh.edu.pe/20.500.14257/5253>
- Jeddi, A., Shafleezadeh, A., Hur, J., Gon, J., Hahn, D., & Kim, M. (2022). Multi-hazard typhoon and earthquake collapse fragility models for transmission towers: An active learning reliability approach using gradient boosting

- classifiers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(15), 3552-3573. <https://doi.org/10.1002/eqe.3735>
- Jorge, H. (2024). *Desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal Pushover y tiempo historia como método de evaluación rápida en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024*. [Tesis de Maestría, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/3793>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, USA: Prentice Hall.
- Krawinkler, H. (1996). *Pushover analysis: Why, how, when, and when not to use it*. Proceedings of the 65th SEAOC Convention.
- Krawinkler, H. (1996). Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it," in Proceedings of the 1996 SEAOC Convention. 17–36.
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). *Performance-Based Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering.
- Ley 29090. (2019). *Ley de Regulación de Habilitaciones Urbanas y Edificaciones*. Municipalidad Distrital de Santa María del Mar.
- Ley 29664. (2021). *Ley del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (SINAGERD)*. Instituto Nacional de Defensa Civil.
- Ley 30220. (2023). *Primera Edición oficial de la "Ley Universitaria - Actualizada al 28 de diciembre de 2023*. Ministerio de Justicia y Derechos Humanos.
- Mander, J., Priestley, J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Meng, F., & Pei, H. (2023). Cyclic shear stress-strain prediction of saturated sand based on the unrolled seq2seq model and scheduled sampling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 165, 107665. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107665>

- Ministerio de Justicia y Derechos Humanos. (2023). *Primera edición oficial de la Ley Universitaria (Ley N.º 30220) actualizada al 28 de diciembre de 2023*. Plataforma del Estado Peruano: MINJUSDH.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030: Diseño Sismorresistente*. Perú: MVCS.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2021). *Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE*. MVCS.
- Miranda, E., & Ruiz, S. D. (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 539–560.
- Miranda, E., & Taghavi, S. (2005). Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation. *Journal of Structural Engineering*, 131(2), 203–211.
- Monge, C. (2019). *Sismicidad del Perú: implicaciones en la ingeniería civil (Documento técnico)*. Instituto Geofísico del Perú.
- Oscategui, W. (2024). *Análisis lineal y análisis no lineal pushover para diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado, Amarilis - Huánuco - 2023*. [Tesis de Maestría, Universidad de Huánuco]. <https://repositorio.udh.edu.pe/20.500.14257/5298>
- Papavasileiou, M., & Athanatopoulou, A. (2017). Assessment of ground motion scaling procedures for nonlinear static analyses of RC frames. *Engineering Structures*(152), 436–448. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.024>
- Park, R. (2002). A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), 147–174.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
- Paulay, T., & Priestley, J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: John Wiley & Sons.

- Peng, K., Zeng, J. H., Huang, J., Zhuge, Y., & Dai, J. (2022). Bond performance of FRP bars in plain and fiber-reinforced geopolymer under pull-out loading. *Journal of Building Engineering*, 57, 104893. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104893>
- Pérez, G. (2024). *Evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la Institución Educativa Pública N°22459, en el distrito de Pisco – Ica, 2023*. [Tesis de Maestría, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/3582>
- Presidencia del Consejo de Ministros. (2025). *Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (Sinagerd)*. Presidencia del Consejo de Ministros: PCM.
- Priestley, J., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons.
- Priestley, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- Resolución Ministerial N.º 279-2025-VIVIENDA. (2025). *Disponer la publicación del proyecto de Resolución Ministerial que aprueba la modificación de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobado por el Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, y del texto ... MVCS*.
- Reynolds, T., Miranda, W., Trabucco, D., Toumpanaki, E., Foster, R., & Ramage, M. (2022). Stiffness and slip in multi-dowel timber connections with slotted-in steel plates. *Engineering Structures*, 268(1), 114723. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114723>
- Roca, P., Brencich, X., & Milani, G. (2019). Structural Analysis of Historical Constructions. *RILEM Bookseries*. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3>

- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Sozen, M. (2002). *Drift-Driven Design for Earthquake Resistance of Reinforced Concrete*. Oakland, CA: The EERI Distinguished Lecture 2002, Earthquake Engineering Research Institute.
- Structural Engineers Association of California . (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. CA: Sacramento.
- Tavera, H. (2010). *Sismicidad en el Perú: análisis y perspectivas*. Instituto Geofísico del Perú.
- Tavera, H., & Bernal, I. (2014). Sismicidad en la costa sur del Perú: eventos recientes y potencial peligro sísmico. *Revista Geofísica Peruana*, 32(1), 45-58.
- Tavera, H., & Centeno, E. (2020). *Peligro por sismo*. Atlas ambiental de Arequipa. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/5153>
- Tavera, H., Bernal, Y., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Instituto Geofísico del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/783>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. . *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vasquez, J., & Orellana, G. (2024). *Diseño por desempeño de una vivienda multifamiliar de 5 pisos mediante el análisis estático no lineal Pushover en Villa el Salvador*. [Tesis de Maestría, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <http://hdl.handle.net/10757/683049>
- Wen, L., Cao, W., Li, Y., Liu, Y., & Zhou, H. (2022). Quantitative study on the influence of foundation valley shape on the behaviour of concrete cut-off walls. *Structures*, 38, 861-873. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.041>

- Yoneda, T., Sato, T., Nakano, Y., & Ogawa, N. (2014). Verification of pushover analysis procedure for seismic performance of existing RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(11), 1699–1717. <https://doi.org/10.1002/eqe.2428>
- Zárate, J., & Zaravia, P. (2022). *Evaluación de la respuesta sísmica de una estructura importante de concreto armado en la costa de Lima con presencia de pisos de doble altura en diferentes ubicaciones mediante un análisis no-lineal pushover para determinar los efectos globales*. [Tesis de Maestría, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <http://hdl.handle.net/10757/660359>
- Zavala, C. (2012). "Vulnerability assessment of school buildings in Peru," in *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Portugal: Lisbon.

ANEXOS

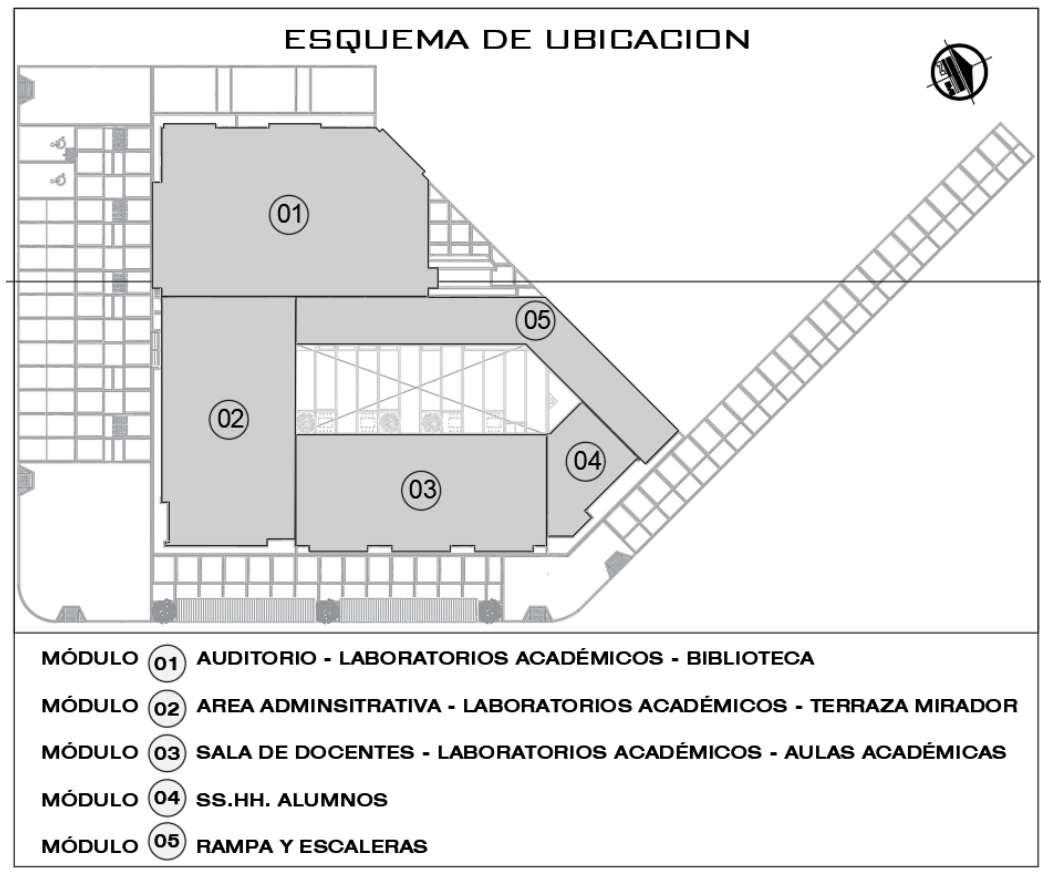
Anexo 1: Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN	METODOLOGÍA
INTERROGANTE PRINCIPAL ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior mediante el análisis Pushover en Tacna 2025?	OBJETIVO GENERAL Evaluar la vulnerabilidad sísmica de un bloque multifuncional en una institución de enseñanza superior mediante el análisis Pushover en Tacna 2025	HIPÓTESIS GENERAL Aplicando los parámetros sísmicos y el espectro de diseño adecuados, junto con el análisis Pushover según la normativa correspondiente, se podrá determinar la vulnerabilidad sísmica y el desempeño estructural del bloque multifuncional en Tacna, facilitando la propuesta de estrategias de reforzamiento.	VARIABLE DEPENDIENTE (Y): Vulnerabilidad Sísmica	Peligro sísmico local MVCS, 2019 (Norma E.030); Chopra, 2017)	•Zonificación sísmica (Z) • Aceleración pico del terreno (PGA) • Espectro elástico de diseño (Sa-T) • Cortante basal máximo ($V_{b,max}$) • Deriva última de entrepiso (θ_u) • Número de rótulas plásticas formadas	Razón	Tipo de investigación. Básica Diseño de investigación. Cuasi experimental Ámbito de estudio. Tacna
INTERROGANTES ESPECIFICAS ¿Cuáles son los parámetros sísmicos y el espectro de diseño adecuados para el bloque multifuncional de la institución de enseñanza superior en Tacna, contemplando la normativa vigente y las características sísmicas de la zona? ¿Qué resultados se obtienen del análisis Pushover para determinar la capacidad	OBJETIVOS ESPECIFICOS Establecer los parámetros sísmicos y el espectro de diseño adecuados para el bloque multifuncional de la institución de enseñanza superior en Tacna, contemplando la normativa vigente y las características sísmicas de la zona.	HIPÓTESIS ESPECIFICAS Definiendo con rigor los parámetros sísmicos y el espectro de diseño para Tacna, el modelo estructural reflejará con mayor exactitud la respuesta dinámica de la edificación. Incorporando en ETABS las cargas y propiedades de los materiales conforme a las normas vigentes, los		Capacidad estructural (Fema 356 2000 & Chopra & Goel, 2002)	• Nivel alcanzado (IO, LS, CP) • Relación δ/LS • Índice de daño estructural (DI) • Índice de vulnerabilidad sísmica (IVS) • Relación capacidad/demanda (C/D) • Clasificación de	Ordinal	Población. Bloques estructurales de un Centro de educación Superior de Tacna Muestra A conveniencia del autor un Bloque Multifuncional representativo de dicho Centro de educación superior de Tacna. Técnicas de recolección de datos. Técnica de la observación Instrumentos.

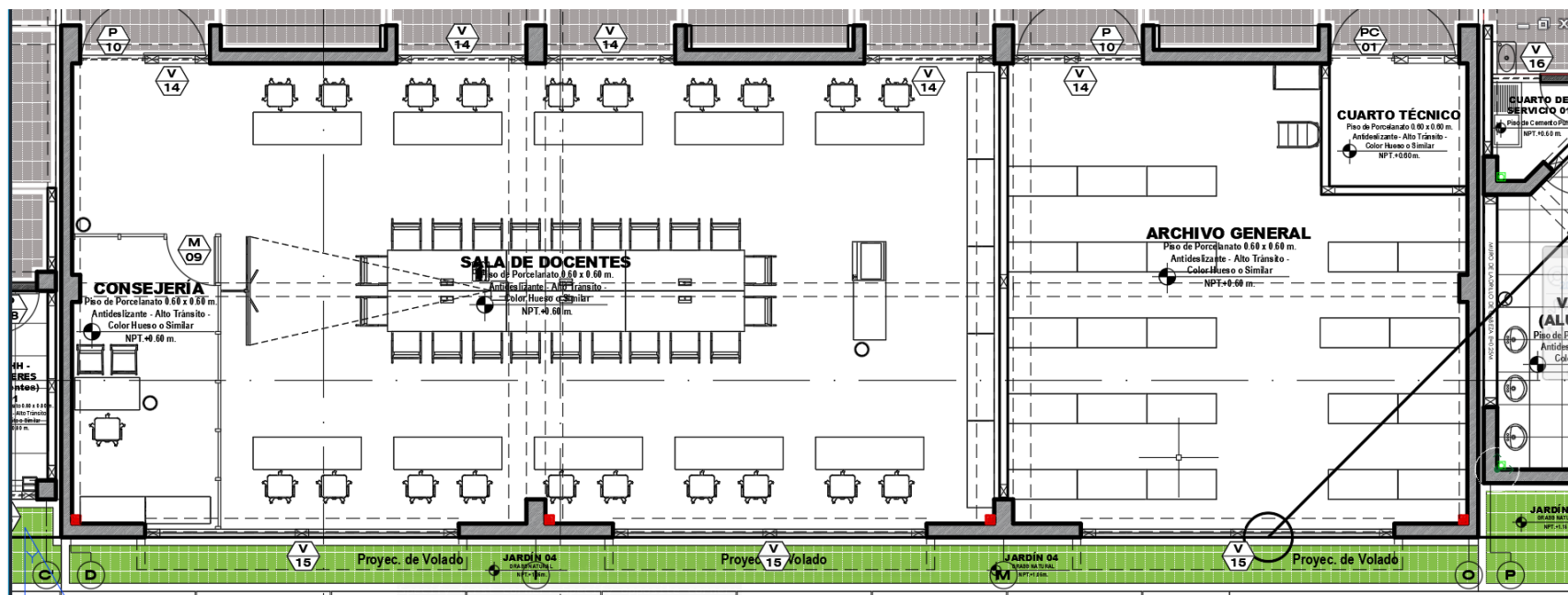
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN	METODOLOGÍA
sísmica del bloque multifuncional y caracterizar su respuesta estructural ante eventos sísmicos de diversa magnitud? ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico que presenta el bloque multifuncional, conforme a la normativa ASCE 41-17, evaluando los estados límite alcanzados por la estructura? ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional en función de los resultados obtenidos del análisis Pushover, y qué posibles medidas de mejora o reforzamiento se podrán identificar?	Realizar el análisis Pushover para determinar la capacidad sísmica del bloque multifuncional y caracterizar su respuesta estructural ante eventos sísmicos de diversa magnitud. Determinar el nivel de desempeño sísmico del bloque multifuncional conforme a los lineamientos establecidos en la normativa ASCE 41-17, evaluando los estados límite alcanzados por la estructura. Evaluar la vulnerabilidad sísmica del bloque multifuncional en función de los resultados obtenidos del análisis Pushover, identificando posibles medidas de mejora o reforzamiento.	resultados representarán de forma confiable la conducta estructural ante sismos. Mediante el análisis Pushover, se identificarán los niveles de daño y la distribución de esfuerzos que determinan la capacidad sísmica del bloque multifuncional. Empleando la normativa ASCE 41-17, se evaluará de manera objetiva el nivel de desempeño estructural para distintos escenarios de demanda sísmica. Analizando integralmente los resultados del análisis Pushover con los criterios de desempeño, se podrá determinar la vulnerabilidad sísmica y proponer medidas de refuerzo adecuadas.		(ASCE/SEI 41-17, 2017; ATC-40, 1996) Índice de vulnerabilidad (Benedetti & Petrini, 1984; Calvi et al., 2006)	riesgo (Bajo–Medio–Alto) Patrón de Cargas laterales Cargas gravitacionales Rotulas Plásticas Demanda sísmica Demanda Sísmica Curva de capacidad Punto de desempeño Espectro de capacidad-demanda	Ordinal, Razón	Fichas de recolección de datos. herramientas computacionales de AutoCAD y ETABS
			VARIABLE INDEPENDIENTE (X): Análisis Pushover	Análisis Pushover			

Anexo 2: Planos del Proyecto (Arquitectura y Estructuras)

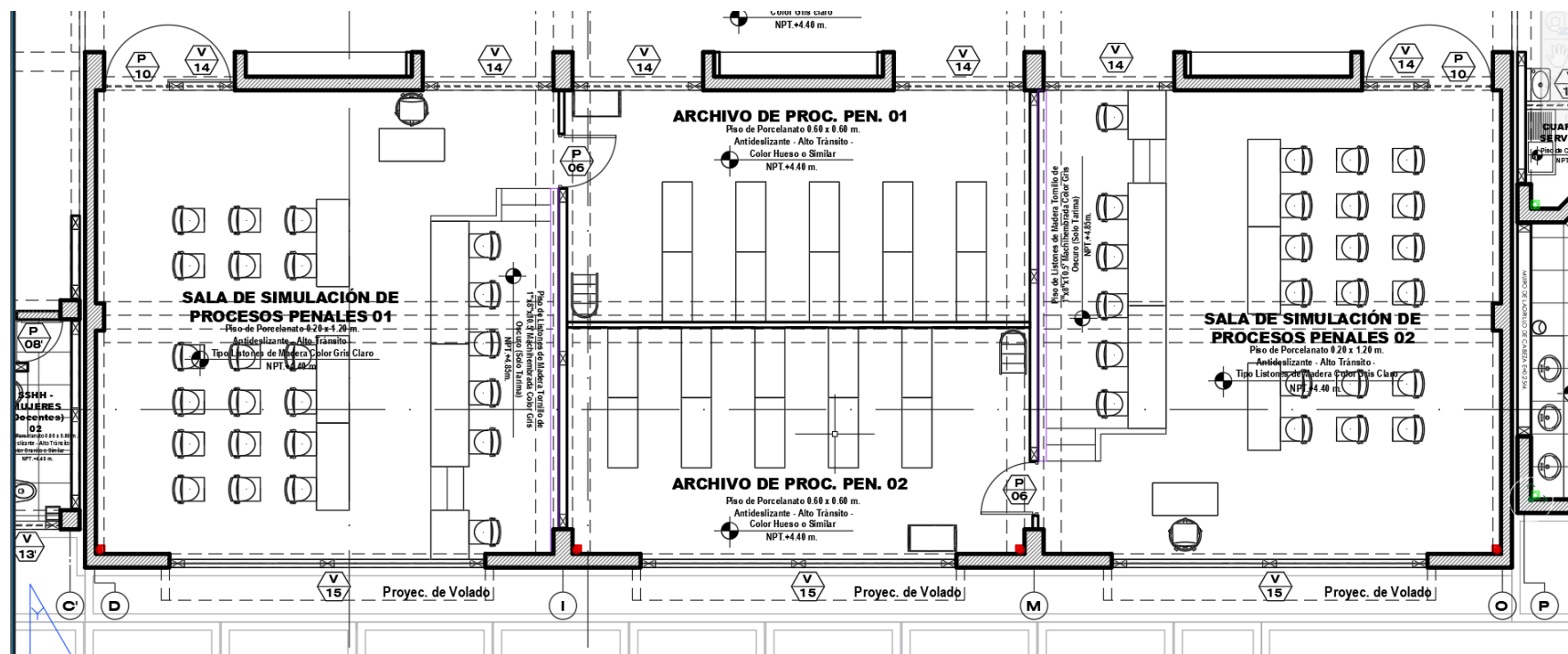
A-01: Planta de distribución del Módulo 03 (donde se vea la tabiquería).



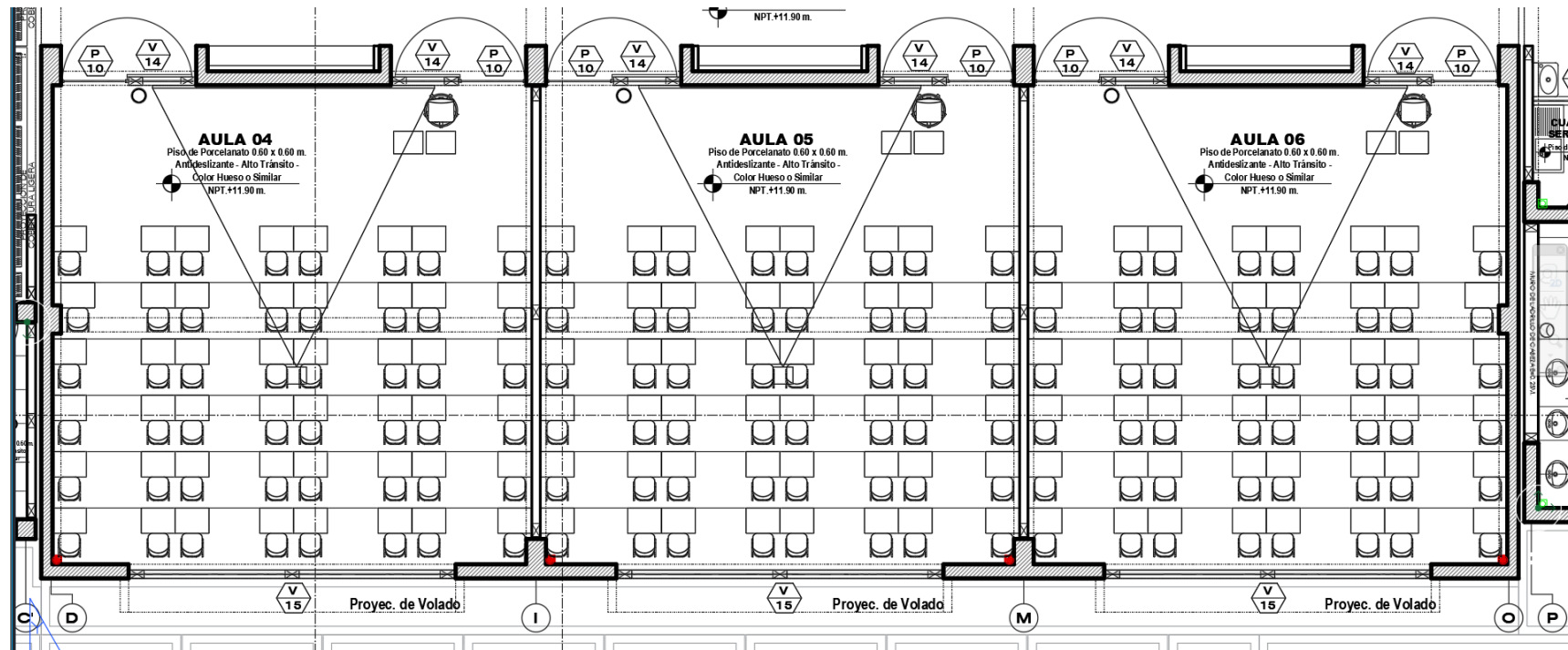
GENERAL



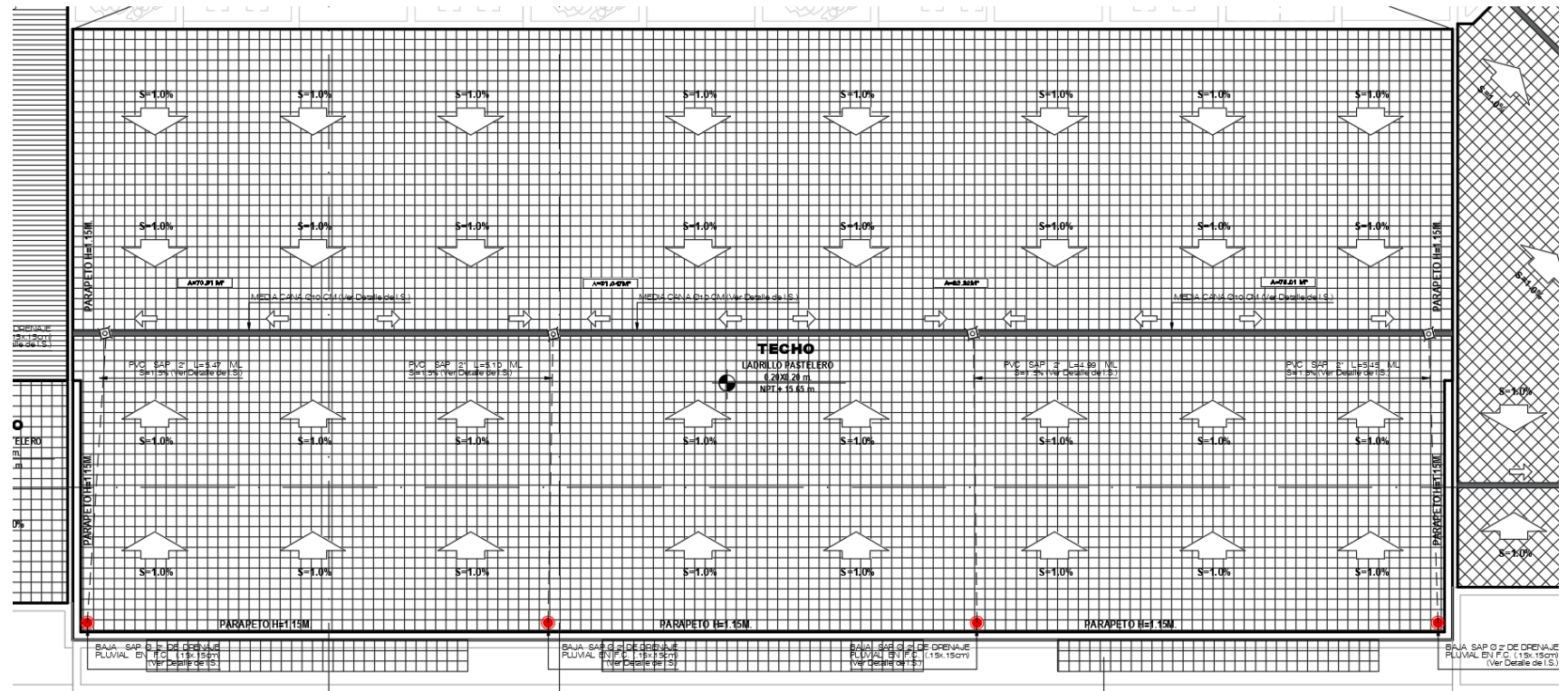
PRIMER NIVEL



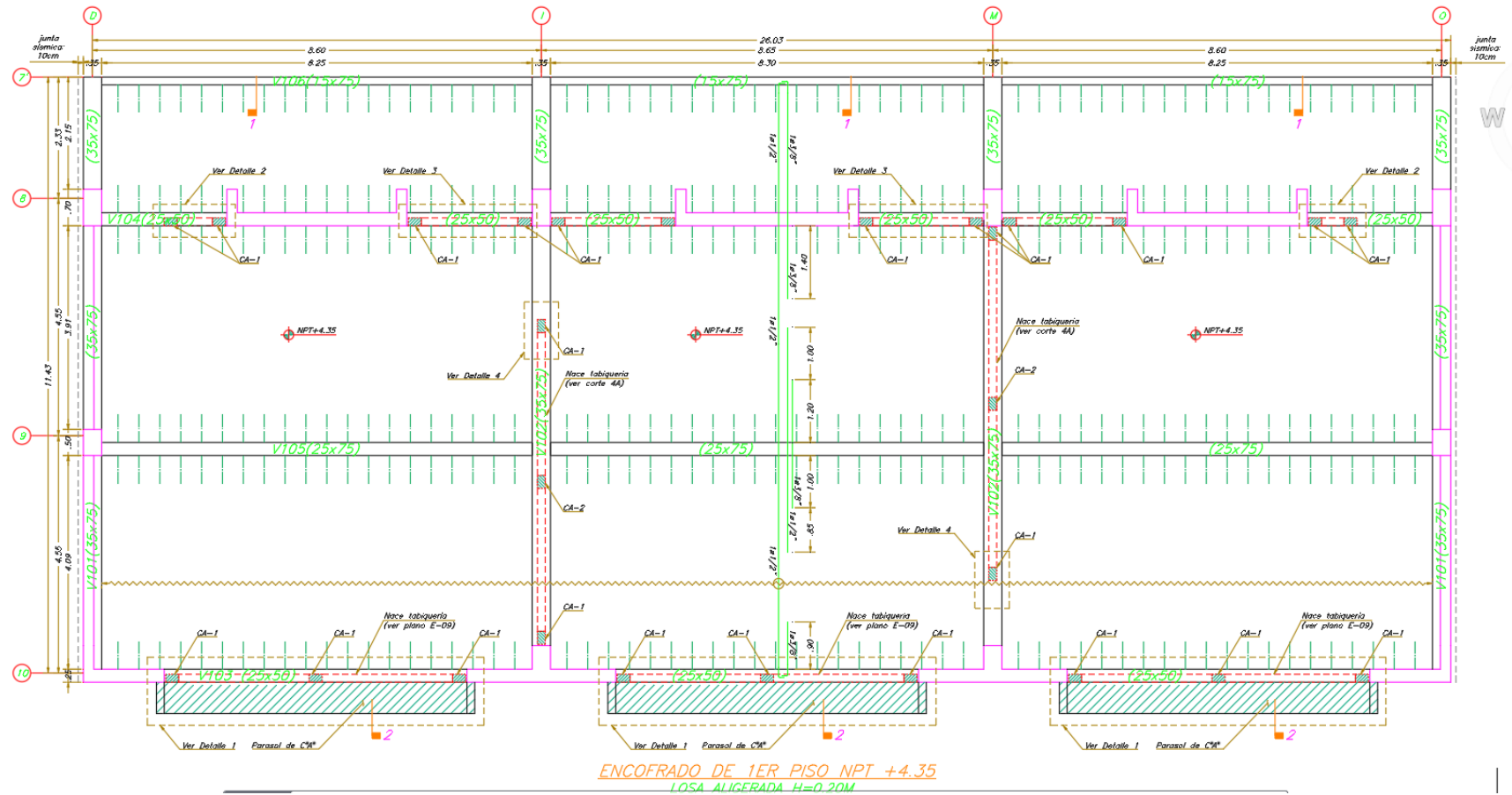
TERCER NIVEL



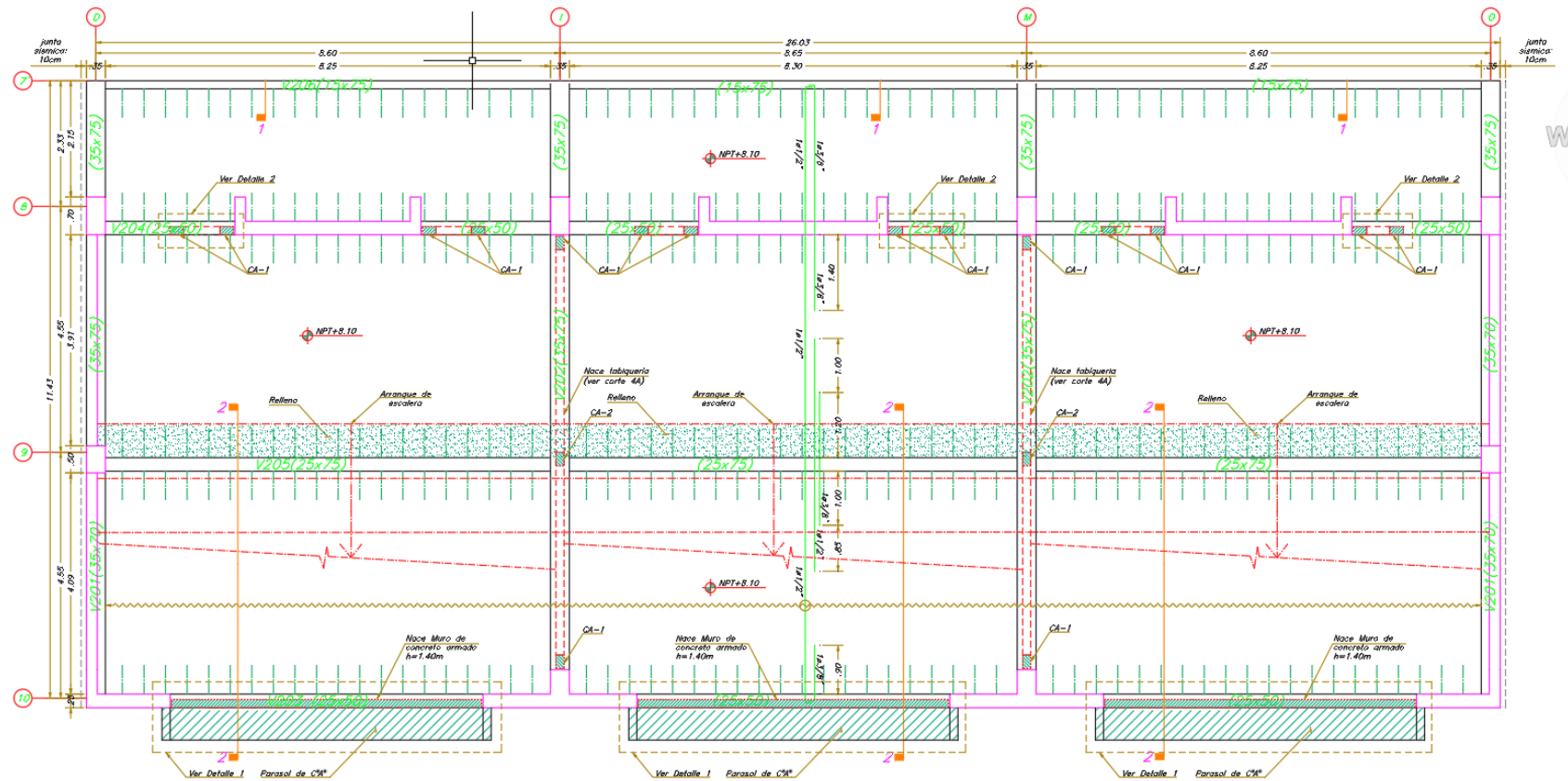
CUARTO NIVEL



E-02: Planta de aligerados (para justificar el diafragma rígido).



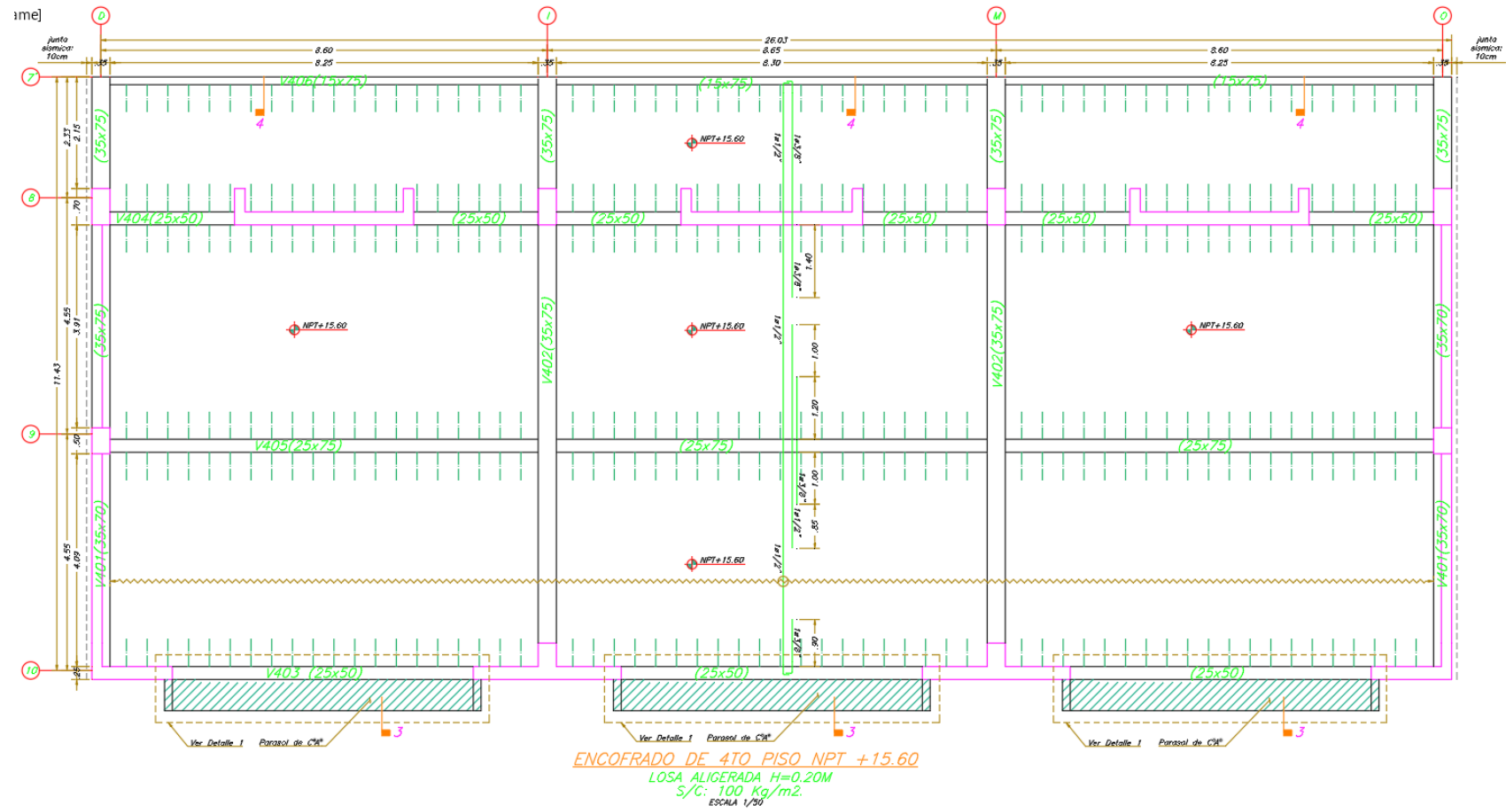
PRIMER PISO



ENCOFRADO DE 2DO Y 3ER PISO NPT +8.10; +11.85

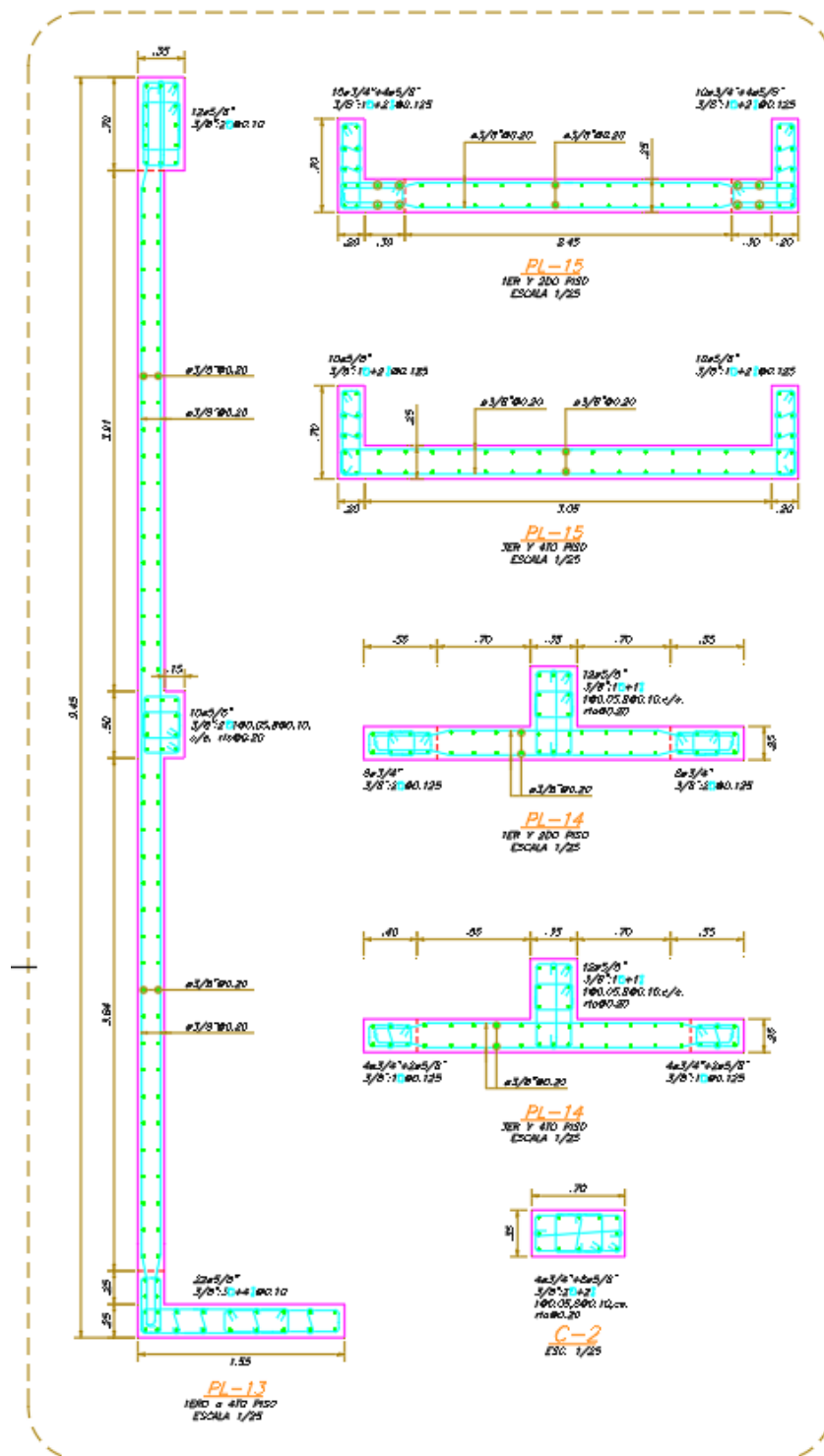
LOSA ALIGERADA H=0.20M
S/C: 250 Kg/m², S/C: 400Kg/m².
ESCALA 1/50

SEGUNDO A TERCER PISO



CUARTO PISO

E-03: Detalles de columnas y placas (para ver los aceros que pusiste en el Layered Shell).



Anexo 3: Informe de Mecánica de Suelos – Expediente técnico

INFORME ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

01: GENERALIDADES

1.1 Objetivo del Estudio

El presente estudio tiene por finalidad determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno de fundación sobre el cual se proyectó realizar la Infraestructura del proyecto identificando el tipo de suelo y sus características de resistencia y deformación.

Mediante la realización de ensayos in situ y laboratorio que servirán para el diseño de cimentación.

Con la finalidad de cumplir con el programa de trabajo, se realizarán las siguientes actividades:

- ✓ Inspección y Evaluación Visual del Área de Estudio.
- ✓ Exploración de Campo.
- ✓ Ensayos de Laboratorio.
- ✓ Determinación de los Parámetros Físico - Mecánicos.
- ✓ Análisis de Cimentación.
- ✓ Conclusiones y Recomendaciones.

1.2 Normatividad

El estudio se realizó de acuerdo a las Normas E-050 de suelos y Cimentaciones y E.030 Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, que es de aplicación obligatorio para edificaciones del ámbito nacional.

Los ensayos se realizan de acuerdo a los procedimientos del ASTM y la clasificación de los suelos se realiza en el sistema unificado de suelos; mientras que los cálculos de asentamientos y capacidad portante se basan en las teorías clásicas de mecánica de suelos.

1.3 Ubicación y descripción del área en estudio

El proyecto se encuentra en la provincia de Tacna – Sector UNJBG, Región de Tacna.

Esto ubicado entre los 18° 01' 25.36" de Latitud Sur, y los 70° 14' 49.98" de Longitud Oeste con respecto al meridiano de Greenwich, a una altitud 559 metros sobre el nivel del mar.

Zona de estudio en el Google Earth



Ubicación de Facultad de Derecho



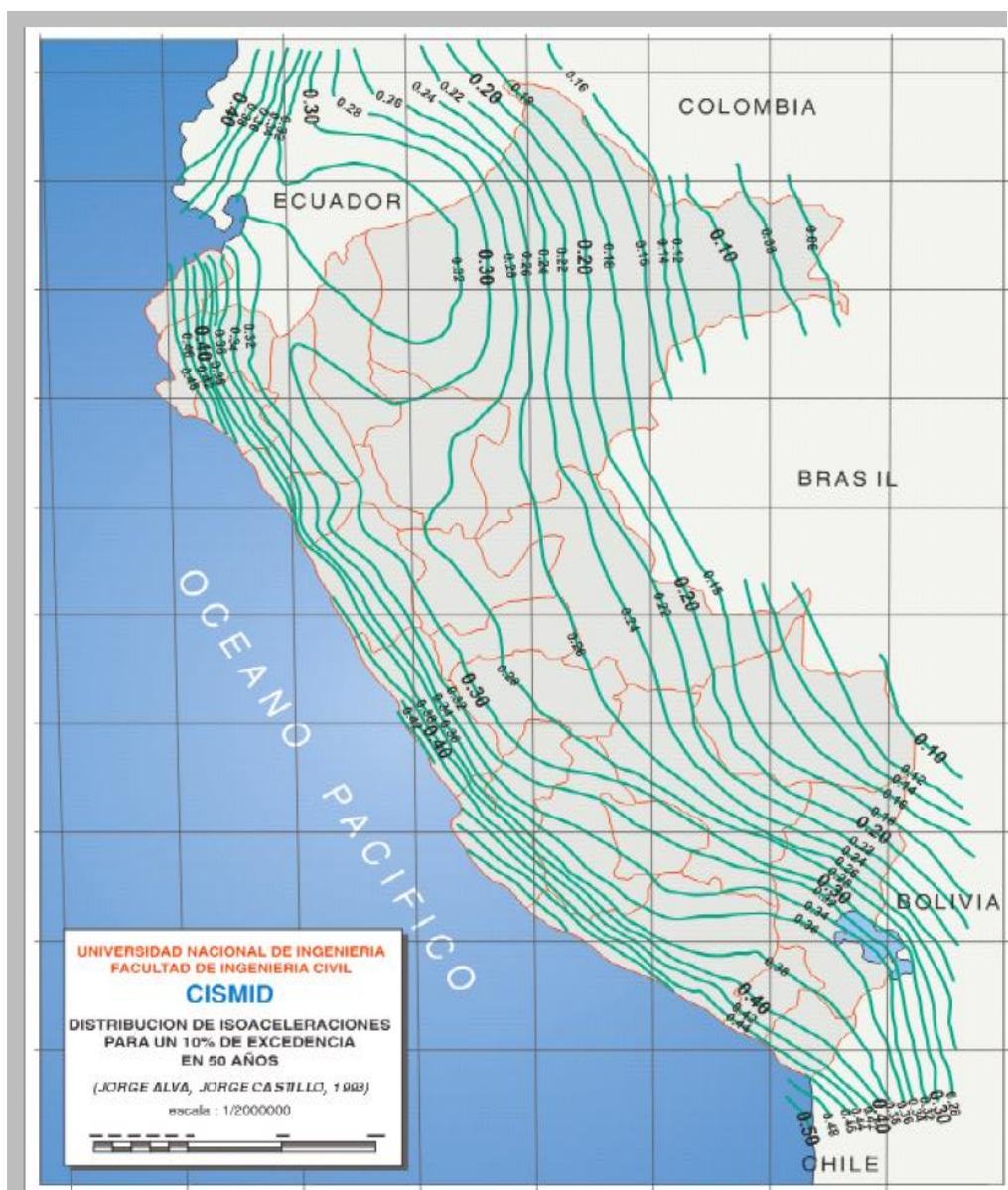
Ubicación de calicatas de UNJBG

2. SISMICIDAD

De acuerdo al mapa de Zonificación Sísmica del Perú, la zona de estudio se encuentra ubicada en Tacna, por tanto, en la Zona 4, correspondiéndole un Sismicidad alta con intensidad mayor de VII en la escala modificada de Mercalli, los registros históricos dan una aceleración de la gravedad del terreno de hasta 0.40 g; y del desplazamiento continental relacionada a la tectónica de placas, un coeficiente que varía desde 0.10 hasta 0.30.

2.2.1 Parámetros de Sismos.

Según análisis sismo tectónicos, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como: el Círculo Alpino Himalayo y el Círculo Pacífico. En esta última zona han ocurrido el 80 % de los eventos sísmicos, quedando el 15 % para el Círculo Alpino Himalayo, y el 5 % restante se reparte en todo el mundo. La fuente básica de datos de intensidades sísmicas es el trabajo del Silgado (1978), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú.



De lo anterior se concluye que de acuerdo al área sísmica donde se ubica la zona en estudio existe la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades del orden VIII en la escala de Mercalli Modificada. Conforme lo mencionado en la norma sismo-Resistente E-030, el país se encuentra dividido en las zonas siguientes:



A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 01. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,1

Zona 1.- Comprende la ciudad de Iquitos, y parte del Departamento de Iquitos, parte del Departamento de Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

Zona 2.- En esta zona la sismicidad es medía. Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Madre de Dios, y parte del Cusco. En esta región los sismos se presentan con mucha frecuencia, pero no son percibidos por las personas en la mayoría de las veces.

Zona 3.- Es la zona de la sierra Comprende toda la Sierra peruana, de Tumbes a Tacna, la sierra norte y central, así como, parte de ceja de selva.

Zona 4.- Es la zona de más alta sismicidad. Comprende toda la costa peruana, de Tumbes a Tacna, es la zona más afectada por los fenómenos telúricos. De acuerdo al mapa de Zonificación Sísmica del Perú, la zona de estudio se encuentra ubicada en Tacna, por tanto, en la Zona 4, correspondiéndole una Sismicidad alta con intensidad mayor de VII en la escala modificada de Mercalli, los registros históricos dan una aceleración de la gravedad del terreno de hasta 0.45 g; y del desplazamiento continental relacionada a la tectónica de placas, un coeficiente que varía desde 0.10 hasta 0.30. Las Fuerzas sísmicas horizontales cortantes en la base pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismo resistente E-030, del Reglamento Nacional de Edificaciones, según la siguiente relación:

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

Donde:

V = Cortante Basal

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

S = Factor de Ampliación del suelo

C = Factor de Ampliación Sísmica

R = coeficiente de Reducción

P = Peso de la Edificación

En el mapa de Zonificación Sísmica de la Zona, se observa que el perfil de suelo para la zona de estudio es tipo S2, el cual corresponde a suelos intermedios. Esto es válido para la zona en donde se proyecta emplazar la estructura proyectada. El valor del periodo predominante del suelo es adoptado de la norma E-030 del RNE.

Cuadro N° 01
Coefficientes Sísmicos

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones se tiene: Tipo de Suelo:

Blandos, medianamente flexibles

ZONA 4	Z	=	0.45
FACTOR DE USO	U	=	1.0
FACTOR DE AMPLIACIÓN DEL SUELO	S	=	1.05
PERIODO PREDOMINANTE	Tp(s)	=	0.6
Tl (s) =	2.0		

03: INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3.1 INTRODUCCIÓN

El alcance de las investigaciones de campo debe ser apropiado para el tamaño e importación de la estructura y satisfacer la complejidad de las características locales.

3.2 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Los trabajos de exploración en campo consistieron en el reconocimiento del área donde se van a proyectar las obras, de esta manera se distribuyeron las excavaciones a cielo abierto (calicatas).

3.2.1 Excavación e Identificación de Calicatas

El método ventajoso para identificar directamente el suelo de fundación de las estructuras mencionadas, se ha realizado mediante excavaciones a cielo abierto o calicatas.

Con las excavaciones o calicatas se ha podido identificar la estratigrafía del terreno y así obtener muestras alteradas, de tal manera que se programaron ensayos en laboratorio que nos permitan obtener parámetros para el diseño.

3.2.2 Muestreo

Uno de los propósitos primarios de la investigación de campo es obtener muestras de suelos para realizar los ensayos en laboratorio, una forma común de agruparlas es la siguiente:

- Muestras Alteradas

Las muestras alteradas representativas han sido empleadas para realizar ensayos estándar, indicar el tamaño de grano o partículas y comportamiento ante la variación de la humedad.

En nuestro caso se ha empleado muestras alteradas, debido a la naturaleza del material encontrado, bajo procedimientos estándares.

Los resúmenes de las muestras obtenidas de las calicatas ejecutadas en el área de estudio se muestran en el cuadro siguiente.

Cuadro N° 2**Resumen de Excavación de Calicatas**

Calicata	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	N° de Muestras alteradas	Norte	Este
C – 1	0 - 3	N.P.	3	8006748	367955
C – 2	0 - 3	N.P.	3	8006732	367958
C – 3	0 - 3	N.P.	3	8006730	367980
C – 4	0 - 3	N.P.	3	8006744	367990,7

Siendo:

N.P. = No Presenta.

S/M. = Sin Muestra.

**04. CIMENTACIÓN A TOMAR EN CUENTA PARA EL CALCULO DE LA
CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA**

De acuerdo a los resultados de los ensayos y la compacidad del terreno evaluado a partir de 1.20m de profundidad presenta un estado de compacidad media a moderada por tanto se recomienda que el desplante de la cimentación se encuentre a la siguiente profundidad mínima, tal como lo indica el cuadro.

Cuadro N° 3**Profundidad Mínima de Cimentación**

Estrato de Cimentación	Profundidad de Desplante (m)
Grava mal graduada con arena	1.50

05: ENSAYOS DE LABORATORIO**5.1 INTRODUCCIÓN**

Para caracterizar el suelo de fundación se debe determinar un número de características mediante pruebas de laboratorio, estas características y pruebas estandarizadas establecidas en las normas ASTM, han sido seguidas en la elaboración de los ensayos de laboratorio.

Las muestras alteradas obtenidas de las calicatas fueron enviadas al Laboratorio **SVR EIRL**, para los ensayos estándares y para los ensayos especiales.

5.2 ENSAYOS ESTÁNDAR

En las muestras alteradas obtenidas de las calicatas se realizaron ensayos estándar, los cuales están representados por análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad. Los ensayos se ejecutarán siguiendo las normas ASTM.

Las Normas son las siguientes:

- | | |
|--|-------------|
| ✓ Análisis Granulométrico por Tamizado | ASTM D-422 |
| ✓ Contenido de Humedad | ASTM D-2216 |
| ✓ Clasificación SUCS | ASTM D-2487 |

Cuadro N° 4**Resumen de Análisis Granulométrico, Límites y Contenido de Humedad**

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasif. SUCS	Clasif. ASSTHO
			Grava	Arena	Finos	L.L.	I.P.			
C - 1	M - 1	0,00 - 0,80	76.49	22.72	0,79	N.P.	N.P.	0,80%	GP	A-1-a
C - 1	M - 2	0,80 - 2,00	84.19	15.49	0,31	N.P.	N.P.	1.50%	GP	A-1-a
C - 1	M - 3	2,00 - 3,00	92.83	7,02	0,15	N.P.	N.P.	1.79%	GP	A-1-a
C - 2	M - 1	0,00 - 0,70	77.49	22,08	0,43	N.P.	N.P.	2.14%	GP	A-1-a
C - 2	M - 2	0,70 - 2,00	70,13	28.72	1.16	N.P.	N.P.	0,99%	GP	A-1-a
C - 2	M - 3	2,00 - 3,00	80,27	19.43	0,30	N.P.	N.P.	1.22%	GP	A-1-a
C - 3	M - 1	0,00 - 0,70	81.39	18,02	0,59	N.P.	N.P.	2.48%	GP	A-1-a
C - 3	M - 2	0,70 - 2,00	70,30	29,02	0,68	N.P.	N.P.	2.43%	GP	A-1-a
C - 3	M - 3	2,00 - 3,00	70,30	29,02	0,68	N.P.	N.P.	4.39%	GP	A-1-a
C - 4	M - 1	0,00 - 0,70	81.39	18,02	0,59	N.P.	N.P.	0,61%	GP	A-1-a
C - 4	M - 2	0,70 - 2,00	70,30	29,02	0,68	N.P.	N.P.	3.28%	GP	A-1-a
C - 4	M - 3	2,00 - 3,00	70,30	29,02	0,68	N.P.	N.P.	3.46%	GP	A-1-a

Siendo:

L.L. = Límite Líquido.

I.P. = Índice Plástico.

C.H. = Contenido de Humedad.

5.3 ENSAYOS ESPECIALES

Así mismo se realizó en la muestra inalterada ensayos especiales, los cuales están representados por humedad.

Los ensayos se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM). Las normas son las siguientes:

✓ Corte Directo	ASTM D3080
✓ Ensayo C.B.R.	ASTM D-1883
✓ Sales Solubles Totales	NTP 339.152
✓ Sulfatos Solubles	NTP 339.178
✓ Cloruros Soluble	NTP 339.177

Cuadro N° 5**Resultados de los Análisis Químicos**

Calicata	Muestra	Clasificación SUCS	SO4 (ppm)	Sales (ppm)	Cloruros (ppm)
C – 1	M-3	GP	411	719	343
C – 2	M-3	GP	384	843	378
C – 3	M-3	GP	455	934	418
C – 4	M-3	GP	405	1197	394

Siendo:

SO4 = Sulfatos.

PPM = Partes por Millón.

Límites Máximos Permisibles en suelos

- ✓ Sales Solubles Totales (SDT).....1600 ppm o 0.16%.
- ✓ Sulfatos (SO⁴⁻) 600 PPM O 0.06%.
- ✓ Cloruros (Cl⁻)..... 600 ppm o 0.06%.
- ✓ pH 6.6 – 7.5

Los Certificados de los Ensayos de Laboratorio se presentan en el Anexo III.

06: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

CALICATA DE EXPLORACIÓN.

Se realizó 01 calicata a cielo abierto de exploración hasta alcanzar una profundidad de 1.50 metros. En dichas calicatas se verificó el perfil estratigráfico general del subsuelo predominante en la zona de estudio. Debido a la condición del tipo de suelo de forma general presentó un material con las siguientes características:

CALICATA N° 01:

Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,80 mts. compuesto por material de relleno compuesto por gravas con arena y finos no plásticos, tierra de chacra, bloques de concreto, en el Segundo estrato de 0,80 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8 "(GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA (GP) DE 2" A 4" , se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

CALICATA N° 02:

Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8" (GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2" A 4" (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

CALICATA N° 03:

Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8"

(GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2" A 4" (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

CALICATA N° 04:

Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8" (GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2" A 4" (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

07: ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

7.1 Profundidad de cimentación.

De acuerdo a los resultados de los ensayos y la compacidad del terreno evaluado a partir de 1.20m de profundidad presenta un estado de compacidad media a moderada por tanto se recomienda que el desplante de la cimentación se encuentre a la siguiente profundidad mínima, tal como lo indica el cuadro.

Cuadro N° 7

Profundidad Mínima de Cimentación

Estrato de Cimentación	Profundidad de Desplante (m)
Grava mal graduada con arena	1.50

7.2 Tipo de cimentación.

Para realizar el análisis de capacidad de carga y asentamiento de estructuras pequeñas y obras de arte complementarias se consideró las siguientes hipótesis básicas.

- ✓ Cimentación Superficial
- ✓ El análisis de la capacidad de carga del terreno considera la cimentación segura contra una falla por corte en general y falla por corte local del suelo que la soporta
- ✓ La distribución de carga se realizará en un área rectangular.
- ✓ La cimentación se realizará en el suelo a la profundidad mínima recomendada.

7.3 Calculo y análisis de la capacidad admisible de carga.

7.3.1 Parámetros de resistencia del suelo de cimentación.

Se ha revisado e interpretado la información obtenida de campo, así como los resultados de laboratorio para establecer las propiedades mecánicas de los diferentes tipos de suelos en el terreno, en el siguiente cuadro se presentan correlaciones de este tipo de suelo.

Cuadro N° 8

Parámetros de resistencia del material Correlaciones para suelos gruesos granulares

Suelo	Descripción	Clasificación Unificada	Densidad (1)	Peso Unitario Húmedo γ_h kN/m ³	Peso Unitario Saturado γ_{sat} kN/m ³	Angulo de Fricción ϕ' (°)
1	Arena,	SP	Suelto	17,0(1.70)	19,0(1.90)	30
2	Arena poco Limosa	Cu≤6	Medianamente denso	18,0(1.80)	20,0(2.00)	32.5
3	Grava y arena mal gradada		denso	19,0(1.90)	21,0(2.10)	35
4	Gravas, Cantos,	GP	Suelto	17,0(1.70)	19,0(1.90)	30
5	piedras, bloques con poca		Medianamente denso	18,0(1.80)	20,0(2.00)	35
6	arena mal gradadas		denso	19,0(1.90)	21,0(2.10)	37.5
7	Arena, grava y arena, gravas,	SW, GW	Suelto	18,0(1.80)	20,0(2.00)	30
8	medianamente gradadas	6<Cu≤15	Medianamente denso	19,0(1.90)	21,0(2.10)	32.5
9			denso	20,0(2.00)	22,0(2.20)	35
10	Arena, grava y arena, gravas,	SW, GW	Suelto	18,0(1.80)	20,0(2.00)	30
11	arena, gravas,	Cu>15	Medianamente denso	20,0 (2.00)	22,0(2.20)	32.5
12	Grava poco limosa bien gradadas		denso	22,0(2.20)	24,0(2.40)	35
(1) suelto : 0,15<Dr≤0,30 ; medianamente denso : 0,30<Dr≤0,50; denso 0,50<Dr≤0,75						

Ref. Norma DIN1055 (1991)

En base a la información anterior y los ensayos de laboratorio se ha adoptado los parámetros de resistencia los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 9**Parámetros de Suelo Cohesión y Angulo de Fricción**

Estrato de Cimentación	Parámetros	
	Cohesión C (kg/cm ²)	Angulo de Fricción ϕ (°)
Grava mal graduada con arena (C-01)	0	33.92
Grava mal graduada con arena (C-02)	0	34.285
Grava mal graduada con arena (C-03)	0	34,015
Grava mal graduada con arena (C-04)	0	34.487

7.3.2 Capacidad Admisible de Carga por Corte en el estrato gravoso

Se determinará la capacidad admisible de carga por corte en base a la fórmula de Terzaghi Vesic (1967) con un valor de fricción (ϕ) y cohesión (C) para los suelos. Se considera el efecto del nivel freático.

$$Q_{ult} = S_c C N_c + S_q \gamma_1 D_f N_q R_w + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma$$

$$q_{ad} = \frac{q_u}{F_s}$$

Dónde:

- Q_u = Capacidad Ultima de carga
 Q_{ad} = Capacidad admisible de carga
 $140C$ = Cohesión (kg/cm²)
 Φ = Angulo de Fricción (°).
 F_s = Factor de Seguridad.
 Y_2 = Peso Unitario Kg/m³ debajo el N.F.C.
 Y_1 = Peso Unitario Kg/m³ sobre el N.F.C.

B = Ancho del cimiento.

N.F.C. = Nivel de Fondo de Cimentación.

F_s = Factor de Seguridad.

D_f = Profundidad de cimentación (m).

N_c, N_y, N_q = Parámetros de capacidad portante en función de Φ .

S_c, S_y, S_q = Factores de Forma (Vesic, 1979).

Cuadro N° 10**Parámetros adoptados para el diseño de Capacidad Portante por Corte**

Calicata N°	Nivel de Desplante Df (m)	Suelo de Cimentación	Angulo de Fricción (°)	Cohesión C (kg/cm²)	Peso Unitario del suelo Yt (Tn/m³)	Peso Unitario del suelo superficial Yt (Tn/m³)	Factor de Seguridad
C - 01	3	Grava mal graduada con arena	33.92	0.00	1.99	1.99	3
C - 02	3	Grava mal graduada con arena	34.285	0.00	1.970	1.970	3
C - 03	3	Grava mal graduada con arena	34.015	0.00	1.92	1.92	3
C - 04	3	Grava mal graduada con arena	34.487	0.00	1.970	1.970	3

El cuadro siguiente presenta el cálculo de la capacidad admisible y profundidad de desplante mínimo. Debe indicarse que la profundidad de cimentación se encuentra a partir del nivel de terreno actual.

Cuadro N° 11**Capacidad Portante por Corte**

Tipo	Ancho B (mts)	Longitud L (mts)	Profundidad Df (mts)	Sy	Sq	Ny	Nq	qadm (kg/cm2)
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas(C-01)	1.50	1.50	1.50	0,60	1.67	30,71	29.15	2.66
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas(C-02)	1.50	1.50	1.50	0,60	1.68	32.75	30,49	2.77
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas(C-03)	1.50	1.50	1.50	0,60	1.67	31.23	29.49	2.60
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas(C-04)	1.50	1.50	1.50	0,60	1.69	33.93	31.25	2.85

7.4 Calculo de asentamiento.

La capacidad admisible de carga por corte será verificada por asentamiento inmediato, para lo cual se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total Si de la cimentación a 1 pulgada (2.54 cm) de acuerdo a Terzaghi y Peck (1967).

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Dónde:

Si= Asentamiento Probable (cm).

μ = Relación de Poisson.

Es= Modulo de Elasticidad (Ton/m2).

If = factor de Forma (cm/m).

q = Presión de trabajo (ton/m2).

B = Ancho de la cimentación (m).

Los resultados obtenidos de la evaluación indican que al nivel de cimentación la predominancia de los materiales son gravas con pocos finos con más del 20% de piedras, por lo tanto para los módulos elásticos se considera la siguiente expresión (Dr. Jorge Alva Hurtado, “Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones”, Diciembre 1998, Lima Perú).

Cuadro N° 12**Asentamiento Inmediato Si**

Forma de la Cimentación	Qadm (Ton/m2)	B (m)	Es (Ton/m2)	u	If	Si (cm)
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas (C-01)	48.71	1.50	3835.64	0,35	112,00	1.87
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas (C-02)	48.71	1.50	3835.64	0,25	112,00	1.87
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas (C-03)	48.71	1.50	3835.64	0,25	112,00	1.87
Cimientos corridos y/o zapatas cuadradas (C-04)	48.71	1.50	3835.64	0,25	112,00	1.87

08. AGRESIÓN DEL SUELOS A LA CIMENTACIÓN**8.1 Agresión del suelo a nivel superficial.**

La alteración química del concreto puede ser de carácter intrínseco o extrínseco, según se deba a la reacción de sus componentes o se origine por agentes externos. La descomposición del concreto puede presentarse por:

- ✓ Acción del suelo y del agua: de la napa freática, de ríos y del mar que toman contacto con las estructuras.
- ✓ Fluidos que circulan en canalizaciones o tuberías de concreto.
- ✓ Líquidos o materias secas pulverulentas que son almacenadas en reservorios o silos.

8.2 Agresión del suelo a la profundidad de desplante

Una de las formas más frecuentes de ataque químico al concreto es la acción de los sulfatos. El ion sulfato aparece en mayor o menor proporción en todas las aguas libres subterráneas. Los sulfatos más abundantes en los suelos son: sulfatos de calcio, de magnesio, sodio y calcio, y sodio, todos ellos de diferente solubilidad. El ataque del sulfato se manifiesta con una exudación de apariencia blanquecina y agrietamiento progresivo que reduce al concreto a un estado quebradizo y hasta suave.

Para impedir la acción destructiva de los sulfatos, es indispensable la buena compacidad de los concretos. Además, es posible seleccionar cementos portland con la calidad adecuada como los denominados en la normalización como el tipo II de moderada resistencia a los sulfatos y el tipo V, de alta resistencia a los sulfatos.

El cuadro N° 8.1 del ACI expresa una importante experiencia.

Cuadro N° 13**Cuadro Comparativo de Sulfatos y su grado de Agresividad al Concreto****(Valores Expresados en Partes por Millón)**

Grado de Ataque	Comité 318-83 ACI (Americana)				BRS DIGEST (segunda Serie) 90 (Inglesa)				
	Sulfatos en el suelo	Sulfatos en el Agua	Tipo de Cemento	Rel, a/c máxima	Sulfatos en el suelo	Sulfatos en el Agua	Tipo de Cemento	Rel, a/c máxima	Contenido mínimo de cemento
Leve	0 - 1000	0 - 150	I	-	< 2400	< 360	I	0,55	280
Moderado	1000 - 2000	150 - 1500	II	0,5	2400 - 6000	360 - 1440	II	0,5	330
Severo	2000 - 20000	1500 - 10000	V	0,45	6000 - 24000	1440 - 6000	V	0,45	330
Muy Severo	> 20000	> 10000	V + Puzolana	0,45	> 24000	> 6000	V + Revestimiento o protector	0,45	370

Para determinar el grado de agresividad del suelo a la cimentación de estructuras se ha realizado ensayos químicos a la muestra, determinando los contenidos de sulfatos, sales solubles, cloruros. De la comparación de los resultados obtenidos y los límites permisibles de agresión de sulfatos al concreto, estos presentan un grado de agresión severo por lo que se recomienda la utilización de cemento Tipo V para todo elemento que este en contacto directo con el suelo de fundación.

En el Anexo II se adjunta el resultado del ensayo químico del suelo realizado para el presente estudio.

8.3. Evaluación con fines de movimiento de tierras

La evaluación con fines de excavaciones, se puede establecerse los siguientes grados de excavación: fácil, media, y difícil.

a) Fácil: son aquellos materiales que se pueden excavar con los métodos tradicionales existentes, pala, retroexcavadora o similar.

b) Media: Son aquellos materiales que para su excavación se necesitan el empleo parcial de martillo rompe rocas o similar.

c) Difícil: Son aquellos materiales que para su excavación se necesitan el empleo continuado de martillo y/o voladuras.

El grado de dificultad para las excavaciones o movimientos de tierra, se clasifico en base a la dificultad ofrecida a la excavación el subsuelo natural.

Con fines de movimientos de tierra para cimentaciones el grado de excavación es:

✓ Nivel 1 fácil.

✓ Nivel 2 y 3 Difícil.

Con fines de movimientos de tierras considerar grado de excavación fácil.

09: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 OBSERVACIONES

- a) El terreno en estudio se encuentra ubicado en la Provincia de Tacna, Departamento de Tacna, específicamente en el Área UNJBG.
- b) No se encontró nivel freático hasta la profundidad alcanzada.
- c) De los resultados obtenidos se constata la presencia, hasta la profundidad máxima explorada, que en términos generales el suelo de la zona en estudio en la calicata C-01, C-02, C-03 y C-04.

Calicata N° 01.- Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,80 mts. compuesto por material de relleno compuesto por gravas con arena y finos no plásticos, tierra de chacra, bloques de concreto, en el Segundo estrato de 0,80 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6” A 8 “(GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA (GP) DE 2” A 4” , se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

Calicata N° 02.- Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6” A 8” (GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2” A 4” (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

Calicata N° 03.- Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado

suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8" (GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2" A 4" (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

Calicata N° 04.- Se encontró tres estratos bien definidos: Primer estrato de 0,00 a 0,70 mts. compuesto por material de gravas con arena y finos no plásticos en estado suelto, en el Segundo estrato de 0,70 a 2,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 6" A 8" (GP) color gris, en el tercer estrato de 2,00 a 3,00 mts, está compuesto de GRAVAS CON ARENA CON FINOS NO PLASTICOS, BOLONERIA AISLADA DE 2" A 4" (GP), se observa que la misma composición continua en los estratos inferiores, no se encontró napa freática.

9.2 RECOMENDACIONES

- a) El presente Informe se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar las condiciones geotécnicas y geológicas del terreno de fundación donde se emplazarán estructuras del Proyecto: " Mejoramiento del servicio académico de la escuela profesional de derecho de la facultad de ciencias jurídicas y empresariales de le UNJBG-UEI "

9.3 CONCLUSIONES

Los suelos del área en estudio están constituidos por materiales consistentes predominantemente de material granular siendo depositados en toda el área de estudio.

- a) Del estudio geológico se tiene que; área de estudio se encuentra enmarcada dentro de los afloramientos del Grupo Moquegua, Formación Huaylillas y depósitos recientes del Cuaternario.
- b) El diseño de la cimentación de las cimentaciones proyectadas, deberá utilizar los siguientes parámetros:
 - ✓ Tipo de cimentación: El tipo de cimentación será superficial y armada, siendo el especialista en estructuras quien determina el tipo y la profundidad de cimentación.
 - ✓ Estrato de apoyo de la cimentación: Se cimentará siempre sobre el estrato GRANULAR, GRAVA POBREMENTE GRADUADA (SUELO FIRME), No se cimentará sobre relleno o en zona con presencia de material orgánico.
 - ✓ Parámetros de diseño sismo-resistente:

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones se tiene: Tipo de Suelo: Blandos, medianamente flexibles

ZONA 4	Z	=	0.45
FACTOR DE USO	U	=	1.0
FACTOR DE AMPLIACIÓN DEL SUELO	S	=	1.05
PERIODO PREDOMINANTE	Tp(s)	=	0.6
Tl (s) =	2.0		

- c) Por los sondajes efectuados, se determina que la cimentación de las estructuras se efectuará en el estrato de GRAVA, POBREMENTE GRADUADA CON ARENA Y FINOS NO PLÁSTICOS, CON UNA CLASIFICACIÓN SUCS CON LAS SIGLAS (GP), las cuales tienen como propiedad regular resistencia al corte.
- d) Capacidad portante admisible del terreno: La capacidad admisible máxima y el asentamiento para ser considerado en el diseño es de:

UBICACIÓN	σ (Kg/cm ²)	PROFUNDIDAD (mts)	ASENTAMIENTO (cm)
C-01	2.66	1.5	1.87
C-02	2.77	1.5	1.87
C-02	2.6	1.5	1.87
C-02	2.85	1.5	1.87

- e) Nivel de cimentación: De acuerdo con las características del subsuelo, así como de la estructura a construir, se ha considerado para el análisis una profundidad de cimentación mínima de 1.50 metros ($D_f=1.50$ m.) con respecto a la superficie del terreno sobre el material granular.
- f) En cualquier caso, en que al nivel de cimentación se encuentre un lente de desechos o relleno, para su eliminación posterior, deberá profundizarse a excavación hasta haber sobrepasado en por lo menos de 0.00 a 0.40 mts de profundidad en el suelo granular firme. y vaciar de concreto en la altura de sobre excavación efectuada un falso cimientado de concreto ciclópeo.
- g) Se recomienda el uso de cemento Tipo HS para las estructuras de concreto en contacto con el suelo.

Calicata	Muestra	Clasificación SUCS	SO ₄ (ppm)	Sales (ppm)	Cloruros (ppm)
C – 1	M-3	GP	411	719	343
C – 2	M-3	GP	384	843	378
C – 3	M-3	GP	455	934	418
C – 4	M-3	GP	405	1197	394

Límites Máximos Permisibles en suelos

- ✓ Sales Solubles Totales (SDT).....1600 ppm o 0,16%.
 - ✓ Sulfatos (SO_4)..... 600 PPM O 0,06%.
 - ✓ Cloruros (Cl^-)..... 600 ppm o 0,06%.
 - ✓ pH 6.6 – 7.5
- h) El relleno sobre las estructuras debe ser compactado al 95% de la máxima densidad seca, considerando los datos siguientes:
- Compactación en capas 10 cm como máxima
- Los trabajos de excavación deben ser supervisados por el ingeniero de seguridad de la obra y/o encargado de la Obra.
- i) Los niveles de cimentación finales los definirá el profesional encargado de la formulación del proyecto, de acuerdo a las secciones y perfiles topográficos
- j) Cualquier dificultad no prevista en presente estudio deber ser resuelta durante el proceso constructivo, atendiendo a las especificaciones técnicas y a lo previsto en el REGLAMENTO DE EDIFICACIONES.

k) EL talud de corte para el material encontrado en 3:1 (V:H).

l) El grado de dificultad para las excavaciones o movimientos de tierra, se tiene que toda la excavación Nivel 1 fácil.

m) Los parámetros de resistencia encontrados son:

Calicata N°	Nivel de Desplante Df (m)	Suelo de Cimentación	Angulo de Fricción (°)	Cohesión C (kg/cm ²)	Peso Unitario del suelo γ_t (Tn/m ³)	Peso Unitario del suelo superficial γ_t (Tn/m ³)
C - 01	3	Grava mal graduada con arena	33.92	0,00	1.99	1.99
C - 02	3	Grava mal graduada con arena	34.285	0,00	1.970	1.970
C - 03	3	Grava mal graduada con arena	34,015	0,00	1.92	1.92
C - 04	3	Grava mal graduada con arena	34.487	0,00	1.970	1.970

n) Asimismo, tener presente la eliminación de material de relleno depositados en toda el área en estudio.

NOTA:

Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores u otros fines.

9.4 Referencias

1. Alva Hurtado J. (1992), "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capitulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima.
2. Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John

Wiley, New York.

3. Vesic A. (1973), "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones Superficiales", JSMFED, ASCE, Vol. 99.
 4. Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)", "Norma Técnica de Edificaciones E.030-Diseño Sismorresistente", Lima - Perú.
 5. Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), "Norma E,050 de suelos y Cimentaciones", Lima- Perú.
 6. Memorias del seminario Taller, Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnico (2002) - Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicos y Mitigación de Desastres -Facultad de ingeniería Civil- Universidad Nacional de ingeniería.
- 9.5 Anexo I : Registro de excavaciones
- 9.6 Anexo II : Ensayos de Laboratorio.
- 9.7 Anexo III : Panel Fotográfico.

PANEL FOTOGRAFICO**CALICATA N° 01****CALICATA N° 01 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**

CALICATA N° 01 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**CALICATA N° 01 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**

CALICATA N° 01 – VISTA PANORAMICA**CALICATA N° 02 – VISTA PANORAMICA**

CALICATA N° 02**CALICATA N° 02 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**

CALICATA N° 02 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**CALICATA N° 03**

CALICATA N° 03 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**CALICATA N° 03 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**

CALICATA N° 03 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**CALICATA N° 04**

CALICATA N° 04 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**CALICATA N° 04 – PERFIL ESTRATIGRAFICO**

CALICATA N° 04 – PERFIL ESTRATIGRAFICO