UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Elaboración de curvas de fragilidad al colapso del bloque 1 del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Luis Ricardo Mopocita Cunalata

Director: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador
2025

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Santiago Paul Cabrera Anda, Mg., e integrado por los señores: Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg. e Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg, designados por la Unidad Académica de Titulación de Posgrados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptar el Trabajo de Titulación con el tema: "ELABORACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD AL COLAPSO DEL BLOQUE 1 DEL EDIFICIO DEL PARQUEADERO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO" elaborado y presentado por el señor Ing. Luis Ricardo Mopocita Cunalata, para optar por el Titulo de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

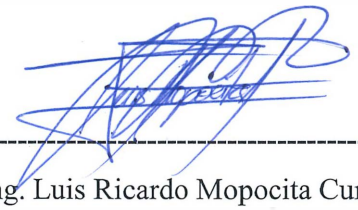
Ing. Santiago Paul Cabrera Anda, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal

Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg
Miembro del Tribunal

Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg.
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: ELABORACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD AL COLAPSO DEL BLOQUE 1 DEL EDIFICIO DEL PARQUEADERO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, le corresponde exclusivamente a Ing. Luis Ricardo Mopocita Cunalata, Autor bajo la Dirección de Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg. Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Luis Ricardo Mopocita Cunalata

C.C.: 1804630182

AUTOR



Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

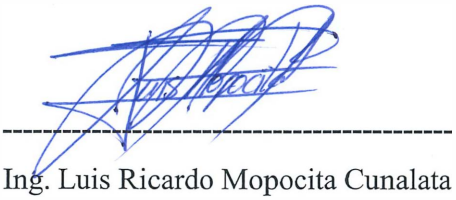
C.C.: 1715190938

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. Luis Ricardo Mopocita Cunalata

C.C.: 1804630182

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

PORTADA i

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ii

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN iii

DERECHOS DE AUTOR iv

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO v

ÍNDICE DE TABLAS ix

ÍNDICE DE FIGURAS x

AGRADECIMIENTO xii

DEDICATORIA xiii

RESUMEN EJECUTIVO xiv

EXECUTIVE SUMMARY xv

CAPÍTULO I 1

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN 1

1.1. Introducción 1

1.2. Justificación 2

1.3. Objetivos 3

1.3.1. General 3

1.3.2. Específicos 3

CAPITULO II 5

MARCO TEORICO 5

1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 5

2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA 8

2.1. Sismicidad en el Ecuador 8

2.2. Sismicidad en la ciudad de Ambato 9
2.3. Análisis no lineal 10
2.4. Rotulas plásticas 10
2.5. Análisis no lineal estático 11
2.6. Análisis no lineal dinámico 12
2.7. Análisis dinámico incremental 12
2.8. Curvas de fragilidad 13
2.9. Incertidumbres 15
2.10. Enfoques de curvas de fragilidad 16
2.11. Elementos principales en las curvas de fragilidad 17
2.12. Parámetro indicador de daño 17
2.13. Metodologías para la evaluación de curvas de fragilidad 18
2.14. Métodos de cálculos de las curvas de fragilidad 18
2.15. Tipos de curvas de fragilidad 20
2.16. Procedimientos de análisis Lineales y No lineales según NEC 20
CAPITULO III 21
MARCO METODOLÓGICO 21
3.1. Tipo de investigación 21
3.2. Población o muestra: 22
3.3. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender 22
3.4. Recolección de información: 22
3.5. Procesamiento de la información y análisis estadístico: 23
3.6. Desarrollo del proyecto 24

3.6.1. FASE 1: Recolectar datos de campo de la edificación existente para crear un modelo matemático 24
3.6.2. FASE 2: Realizar un análisis no lineal para determinar la respuesta de la estructura. 24
3.6.3. FASE 3: Elaborar las curvas de fragilidad al colapso de la estructura para estimar el riesgo de colapso 44
CAPITULO IV 47
RESULTADOS Y DISCUSIÓN 47
4.1. Fase 1 47
4.2. Fase 2 47
SISMO FRECUENTE (72 Años) 48
4.2.1. IWATE_IWTH20EW.AT2 48
4.2.2. IWATE_IWTH20NS.AT2 48
SISMO RARO (475 AÑOS) 49
4.2.3. IWATE_AKTH19EW.AT2 49
4.2.4. CHICHI.03_TCU065N.AT2 50
4.3. Fase 3 51
SISMO FRECUENTE (72 años) 52
4.3.1. Componente 1 (EW) 52
4.3.2. Componente 2 (NS) 53
4.3.3. Desarrollo de Curvas Dinámico Incremental 54
4.3.4. Desarrollo de la Curva de fragilidad al Colapso 58
SISMO RARO (475 años) 63
4.3.5. Componente 1 (EW) 63

4.3.6. Componente 2 (NS) 64
4.3.7. Desarrollo de Curvas Dinámico Incremental 65
4.3.8. Desarrollo de la Curva de fragilidad al Colapso 68
4.3.9. Discusión 73
CAPÍTULO V 75
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA, ANEXOS. 75
5.1. Conclusiones 75
5.2. Recomendaciones 76
5.3. Bibliografía 77
5.4. Anexos 81
PROPUESTA 91
6.1. Título 91
6.2. Descripción 91
6.3. Desarrollo de la propuesta 92
6.4. Cronograma 94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de dispersión por construcción. 15
Tabla 2: Valores de dispersión por modelado. 16
Tabla 3: Secciones del modelo 25
Tabla 4: Factores a considerar para el desarrollo del espectro NEC. 26
Tabla 5: Modos de vibración de la estructura. 30
Tabla 6. Resultados segunda característica. 36
Tabla 7: Registros sísmicos seleccionados. 37
Tabla 8: Criterios de Niveles límites de desempeño, FEMA 273 46
Tabla 9: Promedio derivas tabuladas, componente 1 (EW). 53
Tabla 10: Promedio derivas tabuladas, componente 1 (NS). 54
Tabla 11: Derivas máximas componente 1, EW. 55
Tabla 12: Derivas máximas en la componente "NS". 57
Tabla 13: Factores: media e incertidumbre. 59
Tabla 14: Datos tabulados, probabilidad de daño EW. 60
Tabla 15: Factores: media e incertidumbre. 61
Tabla 16: Datos tabulados, probabilidad de daño EW. 62
Tabla 17: Promedio Derivas "X" 64
Tabla 18: Promedio Derivas "Y". 65
Tabla 19: Derivas máximas componente 1, "EW" 65
Tabla 20: Derivas máximas en la componente "Y". 67
Tabla 21: Factores: media e incertidumbre. 68
Tabla 22: Datos tabulados, probabilidad de daño EW. 70
Tabla 23: Factores: media e incertidumbre. 71
Tabla 24: Datos tabulados, probabilidad de daño NS. 72
Tabla 25: Probabilidades de daños para un sismo frecuente y raro. 73
Tabla 26: Cronograma, Propuesta. 95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación del Cinturón de fuego del Pacífico [23]. 9
Figura 2: Configuración de rotulas plásticas 11
Figura 3: Análisis no lineal estático [27]. 12
Figura 4: Curvas de fragilidad, ejemplo [29] 14
Figura 5: Vista Isométrica del modelo. 24
Figura 6: Espectro de diseño del sitio de estudio 27
Figura 7: Masa reactiva. 28
Figura 8: Periodo fundamental de la estructura. 28
Figura 9: Diseño de vigas (acero mínimo) con sección 45x55cm. 31
Figura 10: Diseño de columnas (acero y cuantía mínimo) con sección 40x70cm. 31
Figura 11: Chequeo: Cuantía de acero (31.04cm2) de columnas de acuerdo con los planos 40x70cm. 32
Figura 12: sección de columna de acuerdo con el plano. 32
Figura 13: Cuantía de acero y diseño de columna 40x90cm, Memoria de Cálculo. 33
Figura 14: Chequeo de cuantía de acero en vigas de 45x55. 34
Figura 15: Verificación primera característica. 35
Figura 16: Acelerograma corregido y filtrado SMART1.45 EW. 38
Figura 17: Escalamiento de registro EW, sismo Frecuente (72años). 39
Figura 18: Escalamiento de registro NS, sismo Frecuente (72años). 39
Figura 19: Registros escalados al espectro de sitio - EW. 40
Figura 20: Registros escalados al espectro de sitio - NS. 40
Figura 21: Asignación de función Rampa TH. 42
Figura 22: Configuración no lineal Caso Gravitacional No Lineal (CGNL). 42
Figura 23: Caso dinámico no lineal sismo raro, SMARTH1 EW. 43
Figura 24: Asignación de rotulas plásticas a la estructura. 44
Figura 25: Flujograma curvas de fragilidad. 45
Figura 26: Modelo Parqueadero ETABS. 47
Figura 27: Resultados registro, IWATE_IWTH20EW.AT2. 48
Figura 28: Resultados registro, IWATE_IWTH20NS.AT2. 49

Figura 29: Resultados registro IWATE_AKTH19EW.AT2 50
Figura 30: Resultados registro CHICHI.03. 51
Figura 31: Promedio de derivas, componente 1 (EW).....52
Figura 32: Promedio de derivas, componente 1 (NS).....53
Figura 33: Curva Dinámica Incremental, sismo frecuente "EW".....56
Figura 34: Curva Dinámica Incremental, sismo frecuente "NS".....58
Figura 35: Curva de Fragilidad al Colapso - sismo frecuente, EW. 59
Figura 36: Curva de fragilidad al colapso - sismo frecuente, NS. 61
Figura 37: Promedio de derivas por piso. 63
Figura 38: Promedio Derivas "Y".....64
Figura 39: Curva Dinámica Incremental, sismo raro "EW". 66
Figura 40: Curva Dinámica Incremental "NS". 67
Figura 41: Curva de Fragilidad al Colapso sismo raro, EW. 69
Figura 42: Curva de fragilidad al colapso – sismo raro, NS. 71

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios, por cuidar cada paso que he dado por este mundo lleno de sorpresas, darme la fortaleza necesaria para enfrentar los obstáculos y dificultades que se presentan día a día, concederme momentos llenos de felicidad junto a los seres que más quiero en la vida, por permitirme llegar hasta este instante de formación profesional.

A mis padres Rosa y Carlos, por apoyarme en todas las decisiones que he tomado.

A mi compañera de vida Maribel y a mi hija Arleth, que, mediante su comprensión, cariño y apoyo, me proporcionaron ánimos para culminar mis estudios.

Mis agradecimientos al Ing. Wladimir Ramírez, Mg., por guiarme y dar solución a las inquietudes referentes a la investigación.

A la Universidad Técnica de Ambato especialmente a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica que nuevamente abrieron sus puertas para poder acoger los conocimientos impartidos por sus docentes para formar profesionales con ética y calidad.

A mis Amigos y compañeros que han estado alentándome con sus palabras, compartiendo conocimientos, alegrías y tristezas, y que de una u otra forma han contribuido para alcanzar esta meta.

"Cuando la gratitud es tan absoluta las palabras sobran" (Álvaro Muti)

DEDICATORIA

"Nuestra recompensa se encuentra en el esfuerzo y no en el resultado, un esfuerzo total es una victoria completa" (Mahatma Gandhi)

Quiero empezar manifestando, que la presente dedicatoria no es de las típicas que se encuentran, más bien la hago dejando fuera el protocolo, ya que en estos párrafos quiero expresar lo que sale de lo más profundo de mi corazón.

El presente trabajo se lo quiero dedicar a muchas personas que estuvieron ahí apoyándome, pero antes que nada se la dedico a nuestro creador que es Dios, ya que sin él no somos nada.

Luego del pequeño paréntesis, debo expresar que el día que más ansiaba con tanta impaciencia ha llegado, y he anhelado este día, desde la fecha de mi graduación como ingeniero.

Hoy al momento de escribir este texto me invade el sentimiento y mis lágrimas caen, lágrimas de total felicidad, las palabras fluyen con tal facilidad que parece algo ensayado, pero no es así, ya que en estos instantes el que escribe es mi corazón y por primera vez puedo dedicar algo sin sentirme comprometido.

Papá, este trabajo te dedico a ti, el día que me gradué de ingeniero, me dijiste que eres el papá más feliz del mundo, porque tú, siendo maestro albañil, tenías un hijo ingeniero. Ese día, para mí, fue un día más, porque lo que yo había logrado, fue fruto de tu esfuerzo y sacrificio, pero hoy es diferente, hoy me siento feliz, para mi es especial porque esto que he logrado hoy es para ti, te dedico porque por ti soy lo que soy, al escribir estos textos, viene a mi mente mi niñez, aquella que la pase trabajando junto a ti en obra, en diferentes lugares, en algunas ocasiones sin comer y trabajando hasta la noche.

Existen ocasiones en las que pienso, que no tuve infancia o adolescencia, pero luego sonrió y digo que fue la etapa más bonita compartida contigo ya que tuve el honor de vivirla junto a ti, cada fin de semana, días feriados, en vacaciones de la escuela, colegio y universidad, en mi mente están días inolvidables y que han marcado mi vida, como esa vez que me lastime los dedos y me dijiste que no llore porque el ingeniero nos puede mandar del trabajo, y esa vez que a mis 11 años me enseñaste a leer planos estructurales, o esa ocasión que me pusiste como fierrero a los 13 años, y así podría continuar hasta hoy, que me sigues enseñando, por todo eso y más TE DEDICO ESTE TRABAJO.

Maribel, esposa mía y Arleth, hija de mi vida, este trabajo también es para ustedes que son y serás mi motivación para salir adelante cada día.

RESUMEN EJECUTIVO

Ecuador está situado en zonas de alta peligrosidad sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacifico. Para esta investigación se ha realizado una estimación de la probabilidad de exceder un determinado nivel de daño del parqueadero del Bloque 1 mediante el desarrollo de curvas de fragilidad al colapso utilizando un análisis dinámico no lineal tiempo historia (ADNL TH) y considerando curvas de análisis dinámico incremental. En esta investigación se utilizó los lineamientos del ASCE 41-17, FEMA P 58 y NEC 2015. Mediante un análisis modal espectral se observó el incumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil y torsión del edificio en el segundo modo de vibración. Los resultados presenciaron una alta probabilidad de daño estructural del parqueadero o colapso en la componente 2 (NS) con respuestas no lineales máximas de derivas los cuales no alcanzan el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS) para un periodo de retorno de 72 años y 475 años. Además, se realizó un total de 218 simulaciones de análisis dinámico no lineal tiempo historia a diferentes incrementos en la intensidad sísmica. Esta investigación tiene como objetivo promover el uso y desarrollo de curvas de fragilidad como una alternativa a la seguridad de quienes hacen de uso de edificios o estructuras similares.

DESCRIPTORES: ANÁLISIS NO LINEAL, ASCE 41-17, CURVA DE FRAGILIDAD, CURVA IDA, FEMA P 58-1.

EXECUTIVE SUMMARY

Ecuador is located in areas of high seismic hazard due to its location on the Pacific Ring of Fire. For this investigation, an estimate of the probability of exceeding a certain damage level of the Block 1 parking lot was made by developing fragility curves upon collapse using a nonlinear dynamic time history (ADNL TH) analysis and considering incremental dynamic analysis curves. This investigation followed ASCE 41-17, FEMA P 58, and NEC 2015 guidelines. Through a spectral modal analysis, noncompliance with the strong column-weak beam criterion and torsion of the building in the second vibration mode was observed. The results witnessed a high probability of structural damage to the parking lot or collapse in component 2 (NS), with maximum nonlinear drift responses that do not reach the performance level for immediate occupancy (IO) and life safety (LS) for a return period of 72 years and 475 years. In addition, a total of 218 nonlinear dynamic time-history simulations were performed at different seismic intensity increments. This research aims to promote the use and development of fragility curves as an alternative to ensuring the safety of those who use buildings or similar structures.

KEYWORDS: NONLINEAR ANALYSIS, ASCE 41-17, FRAGILITY CURVE, IDA CURVE, FEMA P 58-1

CAPÍTULO I
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.Introducción

El presente proyecto de investigación se centró, en la creación de curvas de fragilidad que permitieran evaluar la respuesta estructural, ante eventos sísmicos y estimar el riesgo potencial de colapso del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato. Este edificio cuenta con un total de cuatro plantas, de las cuales tres son de hormigón armado y la última de estructura metálica. El uso de las tres primeras plantas es para parqueaderos vehiculares y la última planta funciona como comedor. La estructura evaluada se encuentra en una zona catalogada de alta sismicidad, de ahí la necesidad de evaluar su seguridad estructural.

Para realizara el proyecto de investigación, se emprendió la tarea de recolectar datos de campo de la edificación existente, con la intención de crear un modelo matemático que representara fielmente su comportamiento estructural. Sin embargo, este procedimiento no estuvo libre de dificultades. A pesar de ser una edificación pública, la información requerida no se encontraba de manera completa en el sistema nacional de contratación pública de Ecuador. Esto condujo a la necesidad de solicitar información directamente al vicerrectorado académico de la universidad, pero, lamentablemente, la documentación proporcionada por la Dirección de Infraestructura (DIFINF) resultó incompleta, careciendo de documentos importantes como planos as-built y fotografías relevantes del proceso de construcción.

Como parte de la información requerida, se seleccionaron registros sísmicos reales acorde con el sitio de estudio. Estos datos se utilizaron en el análisis dinámico no lineal, donde se consideraron las no linealidades del hormigón y del acero de refuerzo.

El análisis dinámico no lineal, que se realizó para determinar la respuesta de la estructura ante diferentes escenarios de carga, cumplió las metodologías y recomendaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [1] y la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles ASCE (Por sus siglas en inglés) [2].

Este proyecto representó un paso fundamental hacia la seguridad y la protección de las personas y bienes que utilizan o dependen de esta infraestructura. Este proyecto demostró el compromiso continuo de la comunidad académica y profesional en la búsqueda de soluciones ingenieriles avanzadas y efectivas para enfrentar los desafíos que plantea la sismicidad en esta región.

1.2.Justificación

Partes de América Central y América del Sur se consideran regiones de alta actividad sísmica. Como resultado, experimentan con frecuencia sismos de gran magnitud que han ocasionado pérdidas humanas y daños significativos en infraestructuras [3], citado por [4] A su vez, [4]que cita [5], indican que el Ecuador se localiza en la microplaca conocida como "Bloque Andino", la cual forma parte de la placa Sudamericana. Esta placa está en contacto con las placas de Nazca, Cocos y Caribe, generando interacciones tectónicas. En el sur de Ecuador, la interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca es más simple. Esta compleja configuración tectónica ha dado lugar al desarrollo de un sistema de fallas que, combinado con la subducción que ocurre en la costa del país, son las principales causas de los movimientos sísmicos observados.

Las estructuras con resistencia sísmica insuficiente son una de las principales causas de pérdidas humanas y financieras, cuando ocurren temblores severos. Para mejorar el diseño de estructuras es necesario realizar previamente estudios de riesgo sísmico en zonas urbanas, que permitan evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas zonas y valorar, daños potenciales causados por eventos sísmicos [6].

Una curva de fragilidad representa la probabilidad de que una estructura supere un estado de daño específico en función de parámetros que determinan la intensidad de un terremoto. Estas curvas se utilizan para evaluar el riesgo sísmico de grupos de edificios o estructuras importantes (puentes, centrales nucleares, aeropuertos, líneas de vida) con características estructurales similares. Las curvas de fragilidad pueden generarse mediante observaciones de campo basadas en la opinión de expertos y utilizando métodos analíticos. Si no se dispone de suficiente información de campo, se pueden generar curvas de fragilidad mediante análisis de simulación [7].

Comprender cómo se comporta una estructura o sistema durante un evento sísmico, es parte de la distribución que debe observarse en su construcción y operación parte de esto, se hace analizando la vulnerabilidad sísmica de la estructura, es decir probabilidad de trascendencia a través de curvas de fragilidad y fragilidad estructural (es una medida de daño, costo o reparación para entender las características de un sismo). Al crear una curva de fragilidad, se tiene en cuenta la probabilidad de un cambio de estado, una medida de la intensidad del terremoto que tiene en cuenta el desplazamiento, la velocidad o la aceleración máxima de un terremoto de diferentes valores de período [8].

Las curvas de fragilidad al colapso son una herramienta para evaluar la seguridad estructural de un edificio o estructura en caso de eventos sísmicos. Al desarrollar estas curvas específicas para el bloque 1 del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato, es posible evaluar la resistencia del edificio a posibles terremotos y determinar su vulnerabilidad. La creación de estas curvas requiere una comprensión integral de los mecanismos de respuesta de los sistemas estructurales a diferentes niveles de demanda sísmica, desde movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes [9].

En la presente investigación se propone elaborar las curvas de fragilidad al colapso del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato en el Bloque 1 para estimar el porcentaje de riesgo de colapso de la estructura e identificar los niveles de peligro y riesgo para los ocupantes de la estructura en caso de un sismo. Esto permitirá tomar medidas preventivas y de mitigación para proteger la vida de las personas que utilizan el área de estacionamiento.

1.3.Objetivos

1.3.1. General

Elaborar curvas de fragilidad al colapso del bloque 1 del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato

1.3.2. Específicos

- Recolectar datos de campo de la edificación existente para crear un modelo matemático

- Realizar un análisis no lineal para determinar la respuesta de la estructura
- Elaborar las curvas de fragilidad al colapso de la estructura para estimar el riesgo de colapso

CAPITULO II
MARCO TEORICO

1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

El mundo entero ha sido el principal testigo de los diferentes eventos sísmicos ocurridos a lo largo de la historia. Lamentablemente para la humanidad, han sido los más afectados durante la manifestación de estos eventos, los cuales son provocados por la repentina liberación de energía de la Tierra a corto o largo plazo. La ingeniería sísmica es un tema muy importante e interesante para los apasionados de la ingeniería estructural. Por esta razón, muchos ingenieros civiles buscan disminuir la vulnerabilidad sísmica de los edificios mediante diversas investigaciones, con el objetivo de salvaguardar vidas y prevenir el colapso estructural.

Las normas sismorresistentes nacionales e internacionales, día a día sufren grandes variaciones, con la finalidad de evitar daños severos en las estructuras. La NEC [1], con el propósito de evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo, establecen condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Se debe tener en cuenta que la reacción de un edificio ante las fuerzas sísmicas del suelo se define por las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus componentes, en específico de los pisos en el caso de edificios [10].

Akhoondi y Behnamfar [11], mencionan que la metodología desarrollada en Estados Unidos FEMA P-58 [12], describe el uso del análisis dinámico incremental para estimar la respuesta estructural y calcular su función de distribución de probabilidad en la cual se calcula la respuesta estructural representativa bajo diferentes sismos. La intensidad de cada movimiento del suelo se incrementa de manera gradual utilizando un factor de escala. Cuando se calcula la respuesta sísmica en cada paso, se construye gradualmente un diagrama, para cada terremoto. La figura resultante se denomina curva IDA, la que se utiliza para calcular los parámetros estadísticos de la relación entre la medida de intensidad (IM, por sus siglas en inglés) y la medida del desplazamiento (EDP, por sus siglas en inglés), así como la probabilidad de excedencia del EDP para una determinada

IM. Al obtener las curvas IDA, se procede a la aplicación de ecuaciones para obtener las curvas de fragilidad al colapso de la estructura en estudio.

En su trabajo [13], analiza estructuras según su tipología, centrándose en tipologías de pórticos de hormigón armado, para lo cual determinaron la amenaza sísmica al obtener los espectros utilizando las máximas aceleraciones esperadas en el estrato competente (PGA, por sus siglas en ingles), para periodos de retorno que van desde 25 a 475 años, en incrementos de 10 años, considerando diferentes tipos de suelo, como C y D. En base a la NEC [1], realizaron las variaciones de intensidades que definen la forma espectral con lo cual proceden a buscar los puntos donde el espectro de demanda y el espectro de amenaza se interseca, el cual ayuda a determinar la fragilidad de la estructura. Los daños se estimaron en base a la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles ASCE 41-17 (Por sus siglas en inglés) [14]. Para la presente investigación se usará la normativa vigente y siguiendo un procedimiento similar para la obtención de las curvas de fragilidad.

Para [15], una curva de fragilidad puede interpretarse como una función de distribución acumulativa de la capacidad de una estructura o componente. Según lo citado por [16], específicamente, la curva de fragilidad representa la probabilidad acumulada de que una estructura supere un estado de falla determinado en función de los parámetros que determinan la intensidad sísmica

El diseño para ciertos niveles de desempeño exige vincular los límites estructurales con su probabilidad de ocurrencia. Una de las metodologías más empleadas para representar el comportamiento de las estructuras es el uso de curvas de fragilidad. La elaboración de estas curvas requiere un conocimiento profundo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural ante distintos niveles de demanda sísmica. [17].

Por otro lado, [18] las curvas de fragilidad representan la probabilidad condicional de alcanzar o superar un determinado estado límite, y la fragilidad se puede expresar matemáticamente como:

$$fDS(IM) = P\ (DS \mid IM)$$

Donde:

• DS: es un estado especificado de daño

• IM: -representa la intensidad de un movimiento sísmico (generalmente expresado en gals).

Las curvas de fragilidad proporcionan la probabilidad acumulada de sufrir o superar la condición de respuesta máxima de una estructura para un nivel de movimiento dado a nivel de un sismo. Estas curvas indican si la capacidad existente es suficiente para soportar las cargas actuales o futuras, por lo que se utilizan en análisis de vulnerabilidad sísmica para representar daños estructurales [19].

Las curvas de fragilidad están relacionadas con conceptos como amenaza y riesgos sísmicos. La amenaza sísmica se define como la probabilidad de que ocurra un terremoto con una intensidad mayor o igual a un cierto valor predeterminado en un momento y lugar determinados. El riesgo sísmico se refiere a la probabilidad de que las posibles consecuencias económicas y sociales de un evento sísmico en un lugar y tiempo determinados superen ciertos valores, como el número de víctimas, el monto de los daños y las pérdidas económicas [19].

En la investigación realizada por [20] indica que es necesario definir un parámetro indicador de daño estructural para caracterizar la respuesta de la estructura, uno de los parámetros más utilizados es la resistencia MSK-64. La fuerza determina su valor por el grado de daño observado en varios tipos de casas de mampostería/adobe. Cabe señalar que el uso de la intensidad MSK se justifica porque se basa en la definición del efecto de un sismo sobre los edificios afectados, derivado del comportamiento estadístico de edificios similares.

Una curva de fragilidad expresa gráficamente la probabilidad de alcanzar un umbral correspondiente a cualquier estado de daño discreto (dsi) experimentado por el tipo de estructura bajo análisis. Estos umbrales se obtienen mediante mediciones de intensidad sísmica (IM), que sustentan el movimiento de los elementos del suelo, del tipo de

estructura afectada. Las curvas se expresan como una función de distribución de probabilidad acumulada logarítmica normal con un valor central y una desviación estándar logarítmica. El modelo probabilístico que gobierna este patrón se muestra a continuación [21].

$$P(DS \geq ds_k|IM) = \Phi\left[\frac{\ln(IM) - \alpha_{DS|IM}}{\beta}\right] \rightarrow Ec.(13)$$

El parámetro del índice de intensidad sísmica debe definirse para realizar la función de caracterización de la magnitud del terremoto, de modo que pueda representar terremotos de baja, media y alta intensidad. Estos corresponderán a los parámetros sísmicos presentados en los capítulos anteriores, tales como aceleración máxima del suelo (PGA), potencial destructivo (PD), potencial destructivo horizontal (PDH), intensidad de Arias (IA), intensidad de Housner (IH), etc. [20].

2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA

2.1. Sismicidad en el Ecuador

El Ecuador debido a su ubicación geográfica está situado en una región donde se han registrado terremotos devastadores de gran magnitud, el cinturón de fuego del Pacifico lo que ha provocado destrucción, sufrimiento y pérdidas de vidas humanas. En la figura 1 se observa el cinturón de fuego del Pacifico y como este atraviesa varios países americanos y entre uno de ellos esta nuestro país [22].

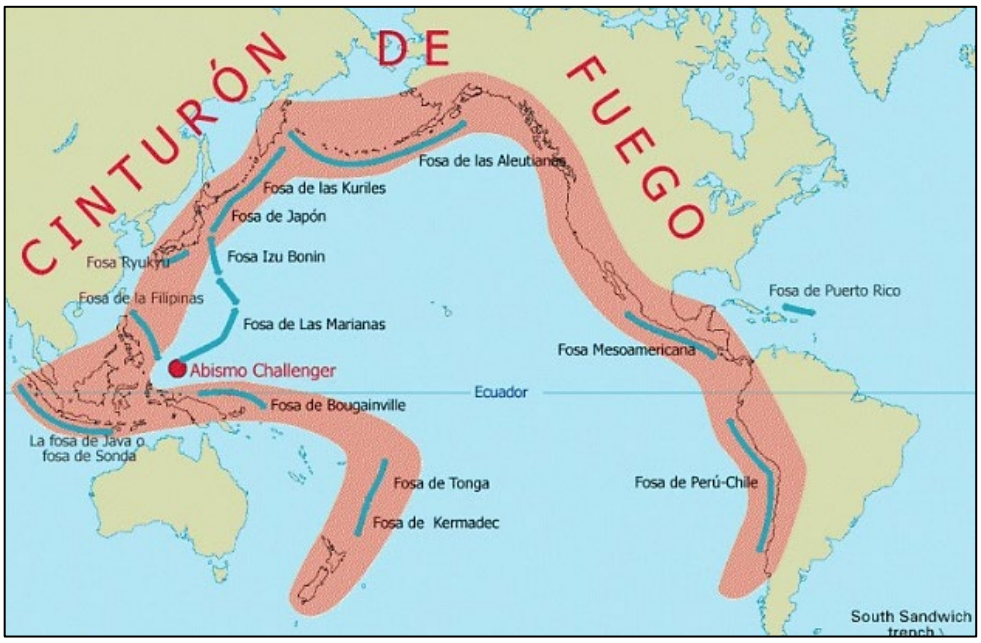


Figura 1: Ubicación del Cinturón de fuego del Pacífico [23].

Ecuador se encuentra afectada por 2 principales tipos de fuentes sísmicas, tales como: La zona de subducción, convergencia entre la interplaca e intraplaca y corticales que no son más que superficiales (< 40 km de profundidad).

El sismo interplaca ocurre a profundidades menores a 40 kilómetros y estos aparecen debido al contacto o al roce entre la placa Nazca y la Placa Sudamericana. El sismo intraplaca ocurren a profundidades entre 40 y 300 kilómetros y estos aparecen dentro de la placa.

Por otra parte, los sismos corticales ocurren a profundidades menores a 40 kilómetros como el sismo interplaca, sin embargo, estos aparecen dentro de la placa Sudamericana [24].

2.2. Sismicidad en la ciudad de Ambato

La sismicidad en la ciudad de Ambato es altamente crucial debido a su zona de gran actividad sísmica y por su elevada frecuencia de terremotos y actividad volcánica.

El terremoto de 1949 en Ambato, Ecuador, es uno de los eventos sísmicos más relevantes en la historia reciente del país. Este suceso ocurrió el 5 de agosto de 1949 y tuvo un impacto devastador en la ciudad y sus alrededores. Con una magnitud de 6.8 en la escala de Richter y una profundidad de 15 km dejó como consecuencia la destrucción total de aquellas casas, edificios, iglesias causando graves daños no solo a la provincia de Tungurahua, sino también a las provincias de Chimborazo y Cotopaxi [25].

Consecuencias:

- Destrucción: El terremoto provocó una devastación masiva en Ambato y sus alrededores. Numerosos edificios, incluidos hogares, escuelas y hospitales, quedaron destruidos. El centro histórico de Ambato sufrió especialmente, con muchos de sus edificios y estructuras emblemáticas arrasados.
- Pérdidas Humanas: Se estima que cerca de 6,000 personas fallecieron debido al terremoto, aunque las cifras pueden variar según la fuente. También se registraron numerosos heridos y muchas personas quedaron sin vivienda.
- Impacto Social y Económico: La infraestructura de la ciudad sufrió daños severos, y la reconstrucción requirió un esfuerzo prolongado y arduo. El terremoto dejó una profunda huella en la vida social y económica de la región, demandando considerables esfuerzos para la rehabilitación y reconstrucción.

2.3. Análisis no lineal

El análisis no lineal considera el comportamiento tenso-deformación de los materiales y la no linealidad geométrica, ignorando el principio de superposición. En estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal se desvía notablemente del comportamiento experimental bajo altas cargas, debido a fenómenos como la fisuración del hormigón y la plastificación del acero, así como a la interacción de los materiales y el proceso constructivo [26].

2.4. Rotulas plásticas

Las rotulas plásticas son zonas donde se centra la deformación inelástica (disipación de energía) en columnas y en vigas durante un sismo. Las rotulas plásticas en las vigas deben

ser el principal mecanismo de disipación de energía y de formarse antes que en las columnas.

En la siguiente figura se puede observar la distribución de los estribos y de la zona de confinamiento de acuerdo con la NEC. Para esta investigación, las rotulas (Punto color rojo) de las vigas se ubicaron a una distancia h medido desde la cara de la columna y para las columnas a una distancia Lo (h) medido desde la cara de la viga.

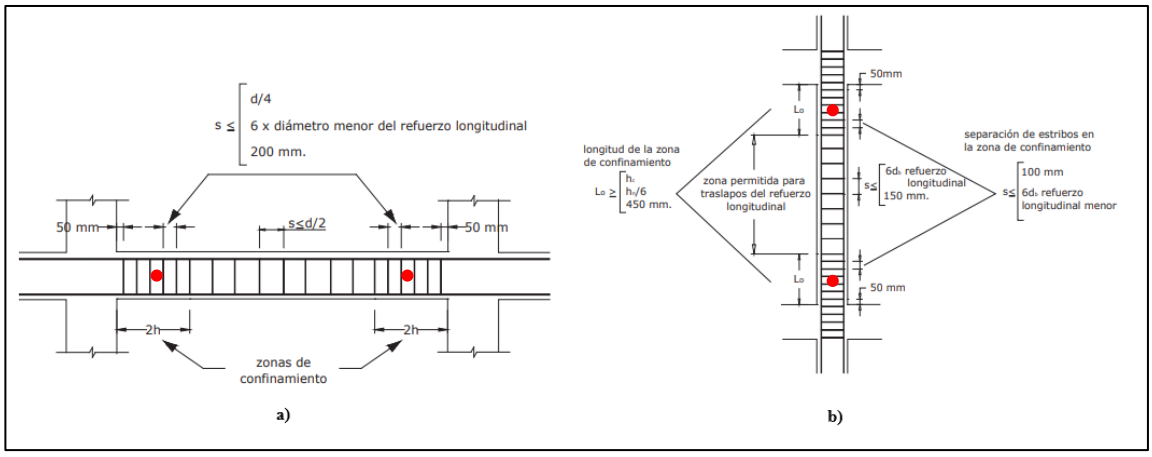


Figura 2: Configuración de rotulas plásticas

2.5. Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático o también llamado Pushover facilita la observación del comportamiento de una estructura bajo fuerzas laterales, que simulan las fuerzas de un sismo. Su metodología implica aplicar un incremento de fuerzas laterales a la estructura (a) hasta lograr un desplazamiento determinado o hasta que la estructura colapse. En cada fase del análisis, se obtiene el cortante en la base o cortante basal y el desplazamiento en la parte superior, lo cual permite construir la curva de capacidad de la estructura (b) [27].

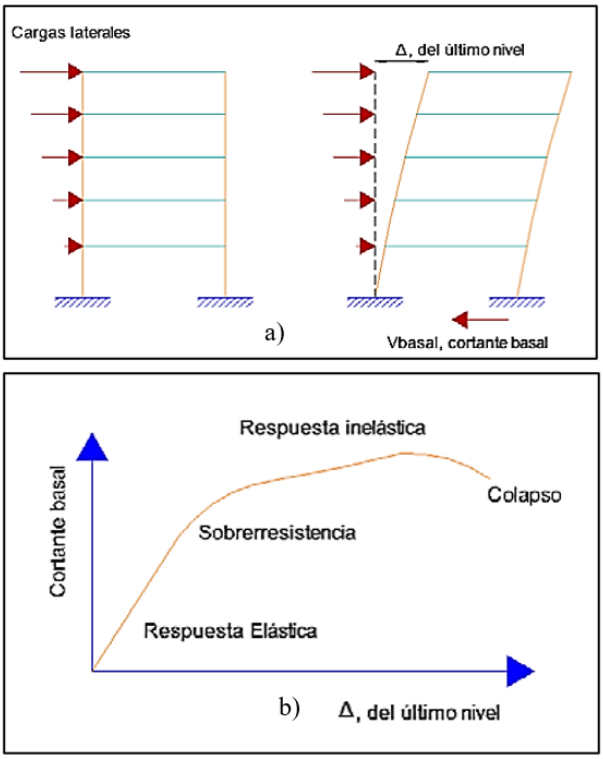


Figura 3: Análisis no lineal estático [27].

2.6.Análisis no lineal dinámico

Dado que los edificios responden de manera no lineal a los sismos, los métodos no lineales son más adecuados para el análisis sísmico que los lineales. Estos métodos al considerar la no linealidad de los materiales ofrecen una representación más precisa de la respuesta sísmica y el desempeño estructural, lo que puede reducir la necesidad de rehabilitación y costos en estructuras existentes. El método dinámico no lineal requiere un análisis detallado basado en el tiempo-historia del modelo estructural y en registros de aceleraciones del suelo, para evaluar las fuerzas, desplazamientos y daños en función del desempeño de la estructura [27].

2.7. Análisis dinámico incremental

Es un método utilizado para estudiar el comportamiento no lineal de la estructura bajo diferentes escenarios sísmicos de intensidad creciente. Este método fue esencial para la posterior construcción de curvas de fragilidad al colapso.

2.8. Curvas de fragilidad

Una curva de fragilidad puede interpretarse como una función de distribución acumulativa de la capacidad de una estructura o componente [28].

Específicamente, la curva de fragilidad representa la probabilidad acumulada de que una estructura supere un estado de falla determinado en función de los parámetros que determinan la intensidad sísmica [16].

El diseño para ciertos niveles de rendimiento necesita vincular los límites estructurales específicos con la probabilidad de que estos se presenten. Uno de los métodos más empleados para modelar el comportamiento de las estructuras son las curvas de fragilidad. Las construcciones de estas curvas requieren de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica [17].

Por otro lado, [18] las curvas de fragilidad representan la probabilidad condicional de alcanzar o superar un determinado estado límite, y la fragilidad se puede expresar matemáticamente como:

$$fDS(IM) = P\ (DS \mid IM)$$

Donde:

- DS: es un estado especificado de daño
- IM: -representa la intensidad de un movimiento sísmico (expresado en Sa o PGA).

Las curvas de fragilidad proporcionan la probabilidad acumulada de sufrir o superar la condición de respuesta máxima de una estructura para un nivel de intensidad sísmica dada. Estas curvas indican si la capacidad existente es suficiente para soportar las cargas actuales o futuras, por lo que se utilizan en análisis de vulnerabilidad sísmica para representar daños estructurales [19].

Las curvas de fragilidad están relacionadas con conceptos como amenaza y riesgos sísmicos. La amenaza sísmica se define como la probabilidad de que ocurra un terremoto con una intensidad mayor o igual a un cierto valor predeterminado en un momento y lugar determinados. El riesgo sísmico se refiere a la probabilidad de que las posibles consecuencias económicas y sociales de un evento sísmico en un lugar y tiempo determinados superen ciertos valores, como el número de víctimas, el monto de los daños y las pérdidas económicas [19].

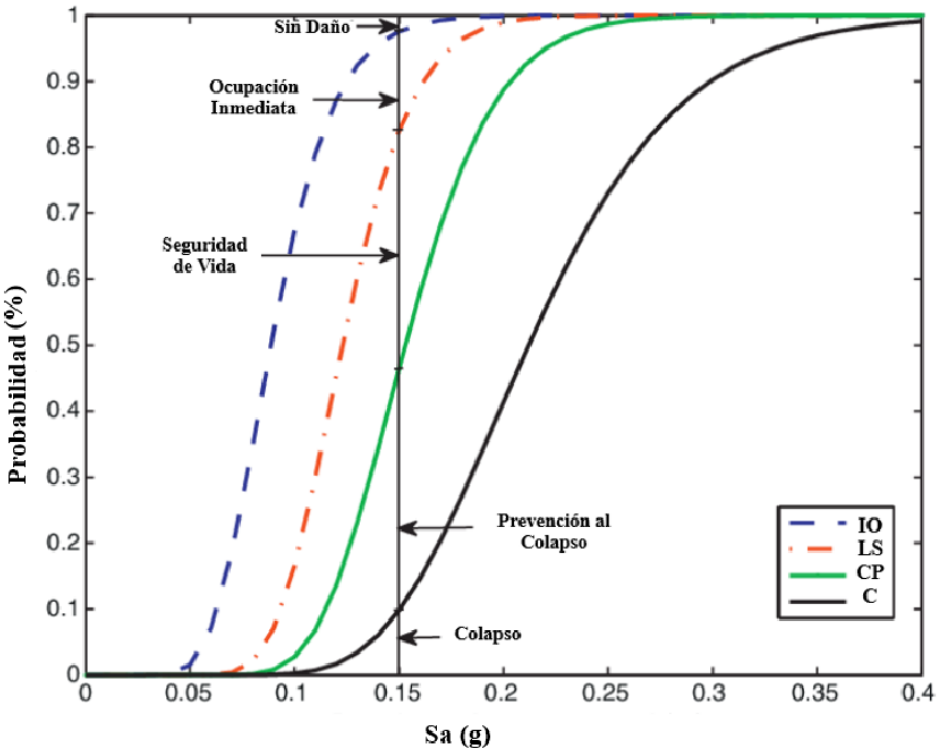


Figura 4: Curvas de fragilidad, ejemplo [29]

En la figura se observa la representación gráfica de las curvas de fragilidad mostrando la relación de esta y el desplazamiento global de la estructura, donde cada curva representa el límite en el que se estima que la estructura alcance un determinado límite de daño: (IO, LS, CP, C), indicando de esta forma la funcionalidad (se considera los elementos estructurales y no estructurales) que podría tener una estructura después de la acción sísmica [30].

2.9. Incertidumbres

De acuerdo con Fema P-58 -1, se debe considerar incertidumbres o valores por dispersión por construcción (βc) y modelado (βq) para su posterior desarrollo de curvas de fragilidad al colapso. Para esta investigación, se consideró los siguientes factores: dispersión por modelado de 0.4 y dispersión por construcción de 0.25 (Ver tabla 1 y 2). La incertidumbre total del modelo es βm=0.472 aplicando la siguiente ecuación:

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2}$$

Tabla 1: Valores de dispersión por construcción.

Table 5-1 Values of Dispersion for Construction Quality Assurance, β_c

Building Definition and Construction Quality Assurance	β_c
Superior Quality, New Buildings: The building is completely designed and will be constructed with rigorous construction quality assurance, including special inspection, materials testing, and structural observation. *Superior Quality, Existing Buildings*: Drawings and specifications are available and field investigation confirms they are representative of the actual construction, or if not, the actual construction is understood. Material properties are confirmed by extensive materials testing.	0.10
Average Quality, New Buildings: The building design is completed to a level typical of design development; construction quality assurance and inspection are anticipated to be of limited quality. *Average Quality, Existing Buildings:* Documents defining the building design are available and are confirmed by visual observation. Material properties are confirmed by limited materials testing.	0.25
Limited Quality, New Buildings: The building design is completed to a level typical of schematic design, or other similar level of detail. *Limited Quality, Existing Buildings*: Construction documents are not available and knowledge of the structure is based on limited field investigation. Material properties are based on default values typical for buildings of the type, location, and age of construction.	0.40

Tabla 2: Valores de dispersión por modelado.

Table 5-2 Values of Dispersion for Quality of the Analytical Model, β_q

Quality and Completeness of the Analytical Model	β_q
Superior Quality: The numerical model is robust over the anticipated range of response. Strength and stiffness deterioration and all likely failure modes are explicitly modeled. Model accuracy is established with data from large-scale component tests through failure. *Completeness*: The mathematical model includes all structural components and nonstructural components in the building that contribute to strength or stiffness.	0.10
Average Quality: The numerical model for each component is robust over the anticipated range of displacement or deformation response. Strength and stiffness deterioration is fairly well represented, though some failure modes are simulated indirectly. Accuracy is established through a combination of judgment and large-scale component tests. *Completeness*: The mathematical model includes most structural components and nonstructural components in the building that contribute significant strength or stiffness.	0.25
Limited Quality: The numerical model for each component is based on idealized cyclic envelope curves from ASCE/SEI 41-13 or comparable guidelines, where strength and stiffness deterioration and failure modes are not directly incorporated in the model. *Completeness*: The mathematical model includes structural components in the seismic-force-resisting system.	0.40

2.10. Enfoques de curvas de fragilidad

Curvas de fragilidad basadas en edificios como un todo

Una curva de fragilidad expresa gráficamente la probabilidad de alcanzar un umbral correspondiente a cualquier estado de daño discreto (dsi) experimentado por el tipo de estructura bajo análisis. Estos umbrales se obtienen mediante mediciones de intensidad sísmica (IM), que sustentan el movimiento de los elementos del suelo, del tipo de estructura afectada. Las curvas se expresan como una función de distribución de probabilidad acumulada logarítmica normal con un valor central y una desviación estándar logarítmica. El modelo probabilístico que gobierna este patrón se muestra a continuación [21].

$$P(DS \geq ds_k|IM) = \Phi\left[\frac{\ln(IM) - \alpha_{DS|IM}}{\beta}\right] \rightarrow Ec.(13)$$

Curvas de fragilidad basadas en componentes

Se puede lograr una curva increíble a nivel de componente usando una de las siguientes alternativas [21]:

- **Alternativa 1:** Cree criterios de desempeño para cada componente estructural y no estructural, luego realice un análisis para obtener curvas de desempeño para cada componente.
- **Alternativa 2:** Se pueden usar las curvas de fragilidad a nivel de componente existentes de varios códigos, algunos recomiendan ATC-58 que proporciona más de 700 curvas de fragilidad para diferentes tipos y clases de componentes.

2.11. Elementos principales en las curvas de fragilidad

Parámetro indicador de la intensidad sísmica

El parámetro del índice de intensidad sísmica debe definirse para realizar la función de caracterización de la magnitud del terremoto, de modo que pueda representar terremotos de baja, media y alta intensidad. Tradicionalmente, la fuerza destructiva de los terremotos se ha relacionado con la aceleración máxima del terreno (PGA), pero este parámetro ofrece poca información sobre el daño real en edificios. La aceleración máxima no considera otros factores importantes como el contenido frecuencial, la duración del sismo y la secuencia de choques. Se utilizan otros parámetros como la velocidad máxima (PGV) y el desplazamiento máximo (PGD). Además, algunos estudios, recomiendan usar la aceleración espectral $Sa\ (T)$ para evaluar la intensidad sísmica, ya que mide la aceleración espectral amortiguada al 5% en un período de vibración específico de la estructura [27].

2.12. Parámetro indicador de daño

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios, se propone usar la deriva máxima de entrepiso (δmax) como parámetro indicador de daño. Esta medida refleja las deformaciones inelásticas en los elementos estructurales y sirve como una señal visual de

alarma para quienes hacen uso de las instalaciones. Además, su aplicación es práctica y está respaldada por diversas normativas de diseño sismorresistente [31].

2.13. Metodologías para la evaluación de curvas de fragilidad

Existen dos métodos para evaluar los daños causados por un terremoto [32]:

Determinar el daño en forma determinística: Para este daño debe usar modelos como Banon y Venetian, Park y Ang, etc. Estos modelos determinan índices de daño a nivel de unidad, nivel de piso o nivel de estructura completa usando varios criterios de evaluación:

- Relación de demanda y capacidad
- Condiciones de demanda y distribución estructural
- Correlación entre demanda y daño energético acumulado

Evaluar el daño en forma probabilística: Este proceso requiere la creación de una curva de vulnerabilidad que relacione el índice de daño global del edificio con la probabilidad acumulada. Se requiere una base de datos compuesta por un conjunto para obtener la curva de vulnerabilidad. Cualquiera de los métodos descritos evalúa la estructura del índice de daño total [32].

2.14. Métodos de cálculos de las curvas de fragilidad

Métodos basados en observación de campo

Las estructuras deben clasificarse según su tipo, ubicación geográfica, uso, significado o por la intensidad de movimiento por zonas sísmicas. Este tipo de trabajo requiere de la colaboración de expertos en diseño y patología estructural para realizar esquemas de levantamiento para documentar los daños observados, para ello se indican algunos pasos [33].

- Hay n datos de daños estructurales correspondientes a n sismos
- Para cada terremoto, la aceleración del suelo n se normaliza por área

- Determinar el número de estructuras sujetas a aceleración normalizada (k) para cada sismo.
- Definir el tipo de daño o estados de daño individuales.
- Calcular el número de edificios (en metros) que superan cada tipo de daño.
- Estimar la probabilidad de falla estructural F (f=m/k) bajo la influencia de un sismo normalizado usando la siguiente expresión
- Trazar la distribución log normal de los datos F

Métodos a partir de la opinión de expertos

Esto método se realiza haciendo preguntas a los investigadores sobre el comportamiento de las estructuras para determinar parámetros cuantitativos de daño en términos de la magnitud del movimiento sísmico que se realiza en un conjunto dado de estructuras y refina la distribución de probabilidad [33].

Métodos experimentales

Su procedimiento es el mismo que para los métodos basados en observaciones de campo, para este tipo de método se obtienen datos de ensayos de laboratorio, normalmente se realizan dos tipos de ensayos: ensayos con cargas monotónicamente crecientes y ensayos en banco [34].

Métodos analíticos

Es un análisis numérico en un área donde no hay muchos registros de aceleración y no hay suficientes pruebas de laboratorio. Los resultados obtenidos varían considerablemente según el modelo estructural utilizado. Por lo tanto, es necesario encontrar un modelo adecuado. Estar lo más presentable posible [35].

Métodos analíticos probabilistas

Este método recopila información utilizando un muestreo aleatorio simple, y todas las muestras de la población tienen la misma probabilidad de ser seleccionadas. Para la última

medición de posición, luego de calcular la curva logarítmica normal usando la distribución logarítmica normal se obtiene la integral de la Curva local [31].

2.15. Tipos de curvas de fragilidad

La curva de fragilidad se denomina "función de vulnerabilidad" y representa la probabilidad de que la estructura supere un cierto estado de daño esperado según los parámetros que determinan la intensidad sísmica. En otras palabras, se puede decir que mide la vulnerabilidad sísmica de los edificios [36].

Se pueden definir tres tipos de curvas de fragilidad:

- Las funciones de vulnerabilidad empíricas son funciones creadas aproximando funciones creadas a partir de datos observados en laboratorio.
- Se crea una función de opinión de expertos probando a uno o más técnicos que tienen experiencia en adivinar o estimar la probabilidad de falla en función de la conciencia ambiental
- Las funciones analíticas de vulnerabilidad se utilizan en ausencia de información sobre daños sísmicos y un número suficiente de pruebas de laboratorio

2.16. Procedimientos de análisis Lineales y No lineales según NEC

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en el capítulo de riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras. En el Numeral 4.8, manifiesta los procedimientos de análisis estructural que permite la norma en los cuales se encuentran los siguientes:

- Lineal Estático
- Lineal Dinámico
- No Lineal Estático
- No Lineal Dinámico

Estos criterios de los tipos de análisis están en concordancia con ASCE 41.

CAPITULO III
MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Para el trabajo de titulación se usó diferentes tipos de investigación y enfoques según las fases propuestas que fueron las siguientes:

Fase 1: Recolectar datos de campo de la edificación existente para crear un modelo matemático.

En esta fase se usó una investigación de tipo descriptivo, ya que se recopilaron datos objetivos y detallados sobre la edificación existente, como sus dimensiones, materiales de construcción, estado de conservación, etc. Además, también se basó bajo un enfoque del tipo documental debido a que se recopilo información de documentos escritos lo que contribuyeron al desarrollo de este proyecto.

Fase 2: Realizar un análisis no lineal para determinar la respuesta de la estructura.

En esta fase se empleó una investigación de tipo experimental, puesto que se estableció una relación causa – efecto entre sus variables. Es decir que se manipulo la variable independiente (la causa) y se observó cómo afectó a la variable dependiente (el efecto).

Esto fue factible ya que se tuvo un nivel de control sobre las condiciones del estudio. Es decir, se manipulo la variable de interés, lo que permitió aislar los efectos de una variable mientras se mantuvo constante la otra.

Esta investigación tubo un enfoque cuantitativo ya que los datos recolectados son numéricos y estadísticos, también hay que recalcar que los resultados obtenidos se pueden medir y representar mediante tablas o gráficos.

Fase 3: Elaborar las curvas de fragilidad al colapso de la estructura para estimar el riesgo de colapso.

En esta fase se definió bajo un enfoque cuantitativo debido a que los resultados obtenidos son numéricos y cuantificables y se puede identificar la relación entre variables de tal modo que resulta ser adecuada a la investigación.

3.2. Población o muestra:

Para el presente estudio no se tomó en cuenta a la población y muestra por ende no existió una hipótesis ya que se centró en la elaboración de curvas de fragilidad al colapso del bloque 1 del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato.

3.3. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

Para el desarrollo del proyecto de la elaboración de curvas de fragilidad al colapso del bloque 1 del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato no se aplicó ninguna hipótesis.

3.4. Recolección de información:

La recolección de información se realizó de la siguiente manera:

Análisis documental

Buscando documentos técnicos como planos, memorias de cálculo y demás documentación relacionada con el diseño y construcción del Edificio de parqueadero.

Al tratarse de una edificación pública se pudo encontrar y descargar directamente del Sistema nacional de contratación pública del ecuador, sin embargo, para obtener más información se realizó un pedido mediante oficio al vicerrectorado académico para que nos ayuden con toda la información requerida; mediante la dirección de infraestructura (DIRINF) de la Universidad Técnica de Ambato, se pudo obtener dicha documentación.

Observación e Inspección visual

Para completar la información se realizaron visitas a la infraestructura existente y se pudo corroborar los datos de los planos con lo que se encontraba construido.

Recopilación de datos históricos

Esta recopilación de datos históricos se realizó para obtener los registros históricos de eventos sísmicos en la zona donde se encuentra la Universidad Técnica de Ambato. Se pudo obtener información sobre la magnitud, ubicación y efectos de los terremotos pasados en la región. Esto ayudo a comprender mejor la amenaza sísmica y su impacto potencial en el parqueadero.

3.5. Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Con la información que se obtuvo se realizó el procesamiento y se obtuvieron los siguientes datos:

- Datos del Edificio
- Nombre: Parqueadero Universitario
- Año de construcción: 2016 y 2018
- Dimensiones: 24.50*16.60
- Registros Sísmicos

Las fuentes de datos incluyen bases de datos sísmicas, registros de agencias gubernamentales responsables de la sismología, como el Instituto Geofísico de la Universidad Politécnica del ecuador, y registros históricos de terremotos.

Datos de Daños Anteriores: Documentación fotográfica, informes de daños previos y registros de inspecciones anteriores pueden ser recopilados y revisados para obtener información sobre daños sísmicos pasados.

Información Geotécnica: La caracterización del suelo y la cimentación del edificio se puede llevar a cabo mediante ensayos geotécnicos, como perforaciones de suelos y pruebas de penetración estándar (SPT).

Análisis de Datos Sísmicos: Herramientas como software de análisis estructural (por ejemplo, ETABS).

3.6. Desarrollo del proyecto

3.6.1. FASE 1: Recolectar datos de campo de la edificación existente para crear un modelo matemático.

Para el desarrollo de este proyecto, en primer lugar, se realizó una investigación de la información necesaria a través de una solicitud dirigida al vicerrectorado académico (DIRINF) de la Universidad Técnica de Ambato, información necesaria y más completa como planos arquitectónicos, estructurales, memoria técnica, entre otros. Todo este proceso tuvo una demora de 2 a 3 meses.

3.6.2. FASE 2: Realizar un análisis no lineal para determinar la respuesta de la estructura.

En esta fase se detalla todo el desarrollo desde el modelado de la estructura hasta la configuración de los parámetros no lineales y la ejecución del análisis no lineal empleado para esta investigación.

3.6.2.1. Modelado de la estructura

Una vez obtenido los documentos correspondientes por parte del vicerrectorado se realizó el modelado de la estructura del parqueadero del Bloque 1 en el programa ETABS. A continuación, se observa el modelado en el programa correspondiente.

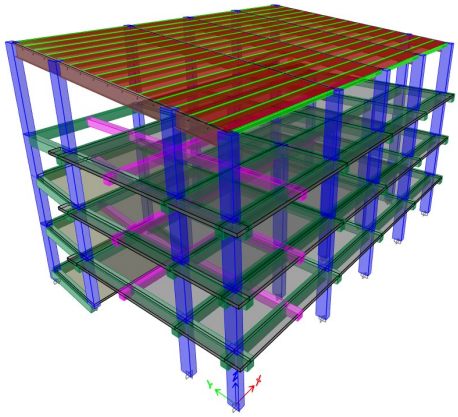


Figura 5: Vista Isométrica del modelo.

3.6.2.2. Materiales y secciones

Los materiales utilizados para el modelado de la estructura se presentan a continuación.

- **Hormigón (Columnas, vigas y losas):** f´c=240 kg/cm2; módulo de elasticidad, Ec=232379.0 Kg/cm2; deformación unitaria, εc = 0.003.
- **Acero de refuerzo (Columnas, vigas y losas):** Límite de Fluencia del Acero, fy = 4200 kg/cm2, módulo de elasticidad, E= 2'100.000 Kg/cm2.

Las secciones utilizadas para el modelado de la estructura se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3: Secciones del modelo.

IDENTIFICACIÓN	MATERIAL	SECCIÓN (mm)
Columnas	Hormigón	400x700
Vigas	Hormigón	450x550
		350x350
	Acero	IPE 700x250x8x12
Correa	Acero	Tipo G 200x75x15x4
Losas	Hormigón	250

3.6.2.3. Cargas de servicio

- Las cargas utilizadas para el modelado y posterior análisis del parqueadero se presentan a continuación.
- Cargas Permanentes: Todos los pisos (0.10 T/m2) y el considerado por la propia estructura.
- Carga viva: Se consideró una carga de 0.40 T/m2 de acuerdo con la tabla 9 de la NEC-SE-CG.
- Carga viva techo: Se consideró una carga de 70 kg/m2.

3.6.2.4. Análisis estático y dinámico

Se realizó un análisis estático y dinámico lineal para una respectiva verificación tal y como establece la NEC.

Se determinó todos los factores, coeficientes, entre otros para el desarrollo del espectro de diseño como lo establece la NEC, además, se consideró el lugar de estudio que fue en la ciudad de Ambato. En la siguiente tabla se observa el espectro con los parámetros de sitio.

Tabla 4: Factores a considerar para el desarrollo del espectro NEC.

DATOS (NEC-CAP2)	
CIUDAD	AMBATO
n (pg.42)	2.48
Z (pg.115)	0.40
Fa (pg.39)	1.20
Fd (pg.39)	1.19
Fs (pg.40)	1.28
r (pg.42)	1.00

To	0.127
Tc	0.698
Pisos	4
H	15.66
Altura Edif.	15.66
Ct (pg.70)	0.055
Alfa **α** (pg.70)	0.90
Te Estructura	***0.654***
Sa	***1.1904***

I (pg.47)	1.00
Ø p (pg.58)	1.00
Ø e (pg.59)	1.00
R (pg.73)	8
Coef	***0.149***
K (pg.75)	***1.08***
Wr (ETABS)	1191.0446
V min	141.97
V (ETABS)	206.69
f correccion	0.69
Coef def	***0.102***

OK

T	Sa Elastico
0.00	0.480
0.13	1.190
0.20	1.190
0.30	1.190
0.40	1.190
0.50	1.190
0.60	1.190
0.70	1.190
0.80	1.043
0.90	0.927
1.00	0.834
1.10	0.758
1.20	0.694
1.30	0.641
1.40	0.595
1.50	0.555
1.60	0.520
1.70	0.490
1.80	0.462
1.90	0.438
2.00	0.416
2.10	0.396
2.20	0.378
2.30	0.362
2.40	0.347
2.50	0.333
2.60	0.320
2.70	0.308
2.80	0.297
2.90	0.287
3.00	0.277
3.10	0.268
3.20	0.260
3.30	0.252
3.40	0.245
3.50	0.238
3.60	0.231
3.70	0.225
3.80	0.219
3.90	0.213
4.00	0.208

Además, se presenta el espectro de la NEC para un periodo de retorno de 475 años considerando la tabla anterior.

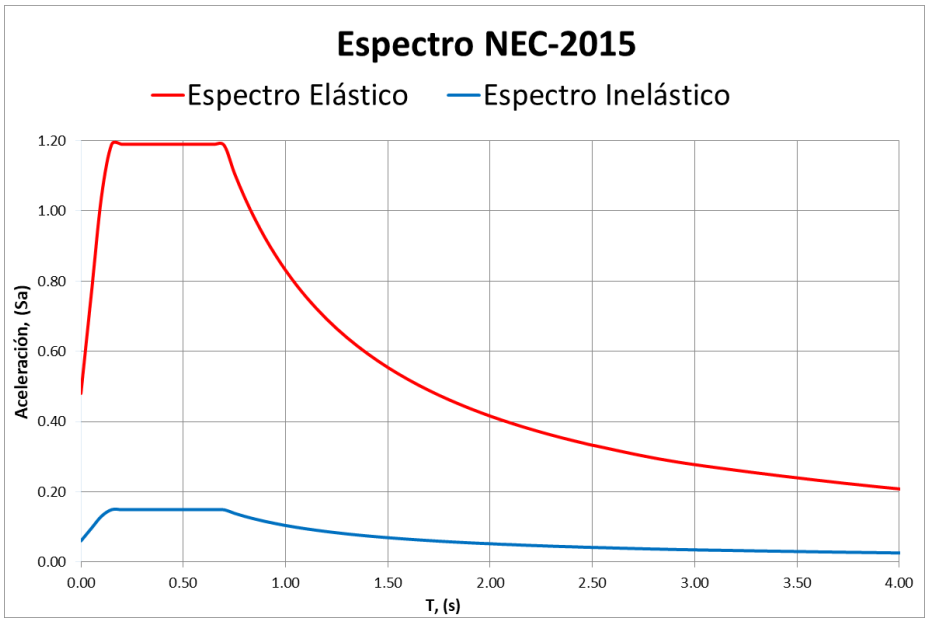


Figura 6: Espectro de diseño del sitio de estudio.

- Una vez configurado el espectro, se cargó al programa ETABS para su posterior análisis y se realizó la configuración de los parámetros dentro del programa utilizado y con el modelado de la estructura respectivamente.
- Se definió los patrones de carga utilizados para el posterior análisis.
- Se configuró los parámetros para el caso de sismo estático como el coeficiente y factor k de acuerdo con los valores obtenidos de la tabla 4 tanto en el sentido x e y.
- Se configuró todos los casos de carga y considerando el espectro de diseño de la figura 6.
- Se estableció el caso modal con un máximo número de modos de vibración de 12.
- Además, se determinó la masa reactiva considerando el 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

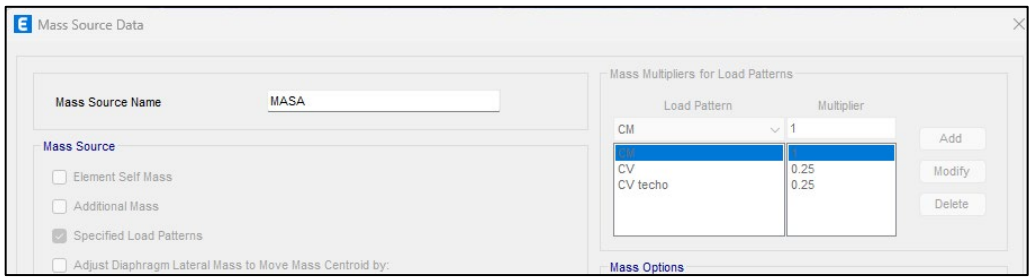


Figura 7: Masa reactiva.

Una vez configurado todo lo necesario se obtuvo el modo fundamental de la estructura de T= 0.63 segundos como se observa a continuación.

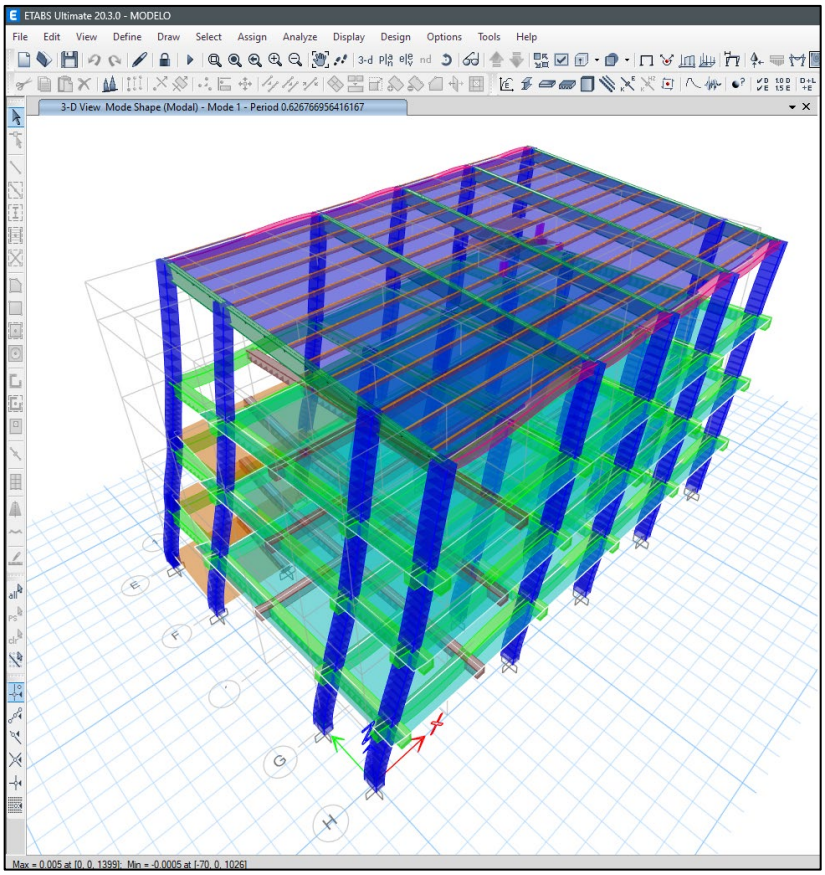


Figura 8: Periodo fundamental de la estructura.

Fuerzas Laterales

- Se determinó las fuerzas laterales estáticas en todos los pisos en sus dos direcciones donde la máxima fuerza lateral estática fue de 205.868 tonf en la base en ambas direcciones.
- Además, también se determinó las fuerzas laterales dinámicas máximas en sus dos direcciones donde su valor máximo fue de 175.306 tonf en dirección X y 173.593 tonf en dirección Y en la base.
- Una vez obtenido los cortantes basal estático y dinámico en sus dos direcciones, se realizó una comprobación donde el cortante basal dinámico no debe ser menor al 80% (estructuras regulares) del cortante basal estático como indica la NEC-15.

$X - Dir$:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{175.306}{205.868} = 85.154\% \qquad CUMPLE$$

$Y - Dir$:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{173.593}{205.868} = 84{,}322\% \qquad CUMPLE$$

Derivas

La deriva máxima obtenida en el análisis estático fue de 1.35% en x y una deriva máxima del análisis dinámico es de 1.18% en el sentido x.

Se determinó las derivas del análisis estático y dinámico y se comprobó que estas derivas no superen el 2% ($\Delta_{máx}$) como establece la NEC. Tomando en consideración R=8 se determinó que las derivas estáticas cumplen de acuerdo con la norma especificada, así como las derivas dinámicas.

Modos de vibración

En la siguiente tabla se observa los modos de vibración de la estructura, y los modos necesarios para alcanzar el 90% de la masa participativa.

Tabla 5: Modos de vibración de la estructura.

MODOS DE VIBRACIÓN																
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ		
		sec														
Modal	1	0.627	0.8357	0.0002	0	0.8357	0.0002	0	0.00002488	0.2137	0.0068	2.49E-05	0.2137	0.0068	0.22052	3.08%
Modal	2	0.446	0.0031	0.011	0	0.8388	0.0112	0	0.0013	0.0108	0.793	0.0013	0.2245	0.7997	0.8051	98.50%
Modal	3	0.428	4.33E-05	0.8173	0	0.8388	0.8285	0	0.2278	3.163E-05	0.0128	0.2291	0.2246	0.8126	0.24063	5.32%
Modal	4	0.265	0.0598	0	0	0.8986	0.8285	0	0.00002576	0.3383	0.0177	0.2291	0.5629	0.8303		
Modal	5	0.18	0.0379	0.0001	0	0.9365	0.8285	0	0.001	0.2054	0.0458	0.2301	0.7683	0.8761		
Modal	6	0.15	0.0424	0.0013	0	0.9789	0.8299	0	0.0089	0.1744	0.0179	0.239	0.9427	0.894		
Modal	7	0.145	0.0003	0.0961	0	0.9792	0.926	0	0.5465	0.0013	0.0002	0.7855	0.944	0.8943		
Modal	8	0.124	0.0004	0.00001251	0	0.9797	0.926	0	0.0001	0.0012	0.0451	0.7856	0.9452	0.9394		
Modal	9	0.096	0.0202	0	0	0.9999	0.926	0	0.000001769	0.0539	0.0003	0.7856	0.9992	0.9396		
Modal	10	0.093	4.73E-06	0.0499	0	0.9999	0.9759	0	0.1407	3.886E-05	0.0041	0.9263	0.9992	0.9437		
Modal	11	0.089	0.0001	0.0019	0	1	0.9778	0	0.0049	0.0008	0.0376	0.9312	1	0.9813		
Modal	12	0.081	2.03E-06	0.0004	0	1	0.9782	0	0.0002	1.037E-05	0.0006	0.9314	1	0.9819		

La NEC recomienda que los primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero torsional. Además, expertos en la ingeniería estructural consideran que si la relación; Rz/(Rz+Ry+Rz) sobrepasa el 30% se considera que la estructura presenta torsión, menor a dicho valor presentará un movimiento traslacional, lo cual es lo adecuado. Como se observa en la tabla de modos de vibración de la estructura, el primer modo resultó traslacional (3,08/%) mientras que el segundo (98,50%) y tercer modo (5,32%) resultaron torsionales.

Se observó que el segundo modo presento un movimiento torsional por lo que la estructura presentará problemas de inestabilidad estructural ante eventos sísmicos.

3.6.2.5. Análisis Dinámico Espectral

Se realizó un análisis modal espectral donde se determinó el diseño de las secciones tanto de columnas como de las vigas considerando las combinaciones de cargas tal y como lo establece la NEC. Así mismo, se chequeó y comprobó si cumplen las solicitaciones de las cargas establecidas de acuerdo con los planos de diseño.

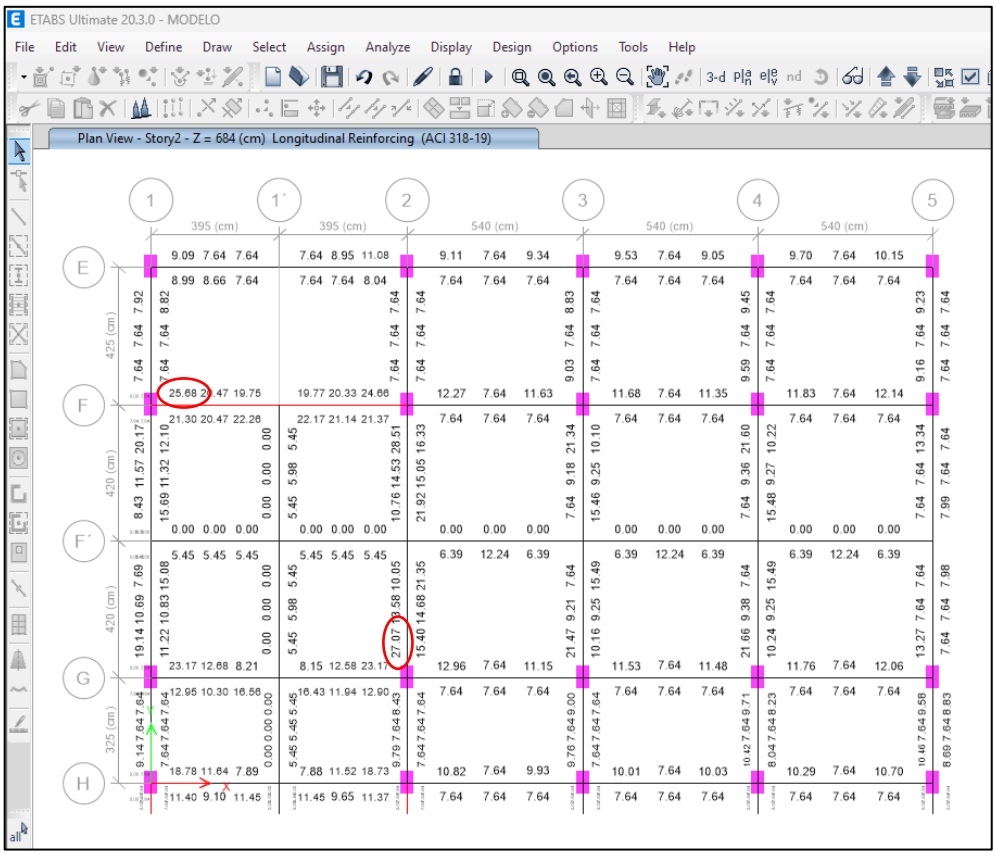


Figura 9: Diseño de vigas (acero mínimo) con sección 45x55cm.

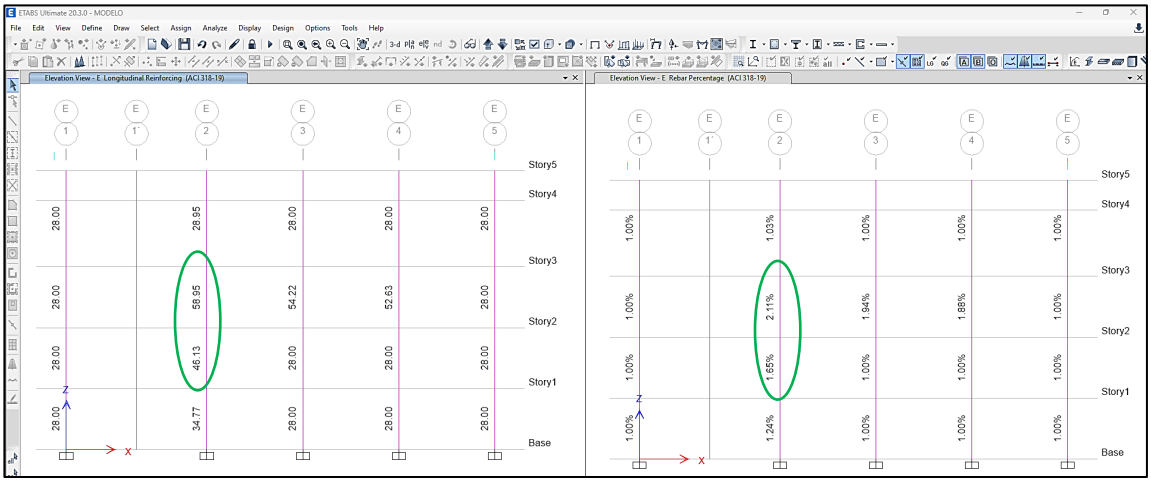


Figura 10: Diseño de columnas (acero y cuantía mínimo) con sección 40x70cm.

De acuerdo con las figuras mostradas anteriormente, se presenció que las columnas no cumplen con las solicitaciones y cuantías requeridas como se observa en el diseño del análisis espectral.

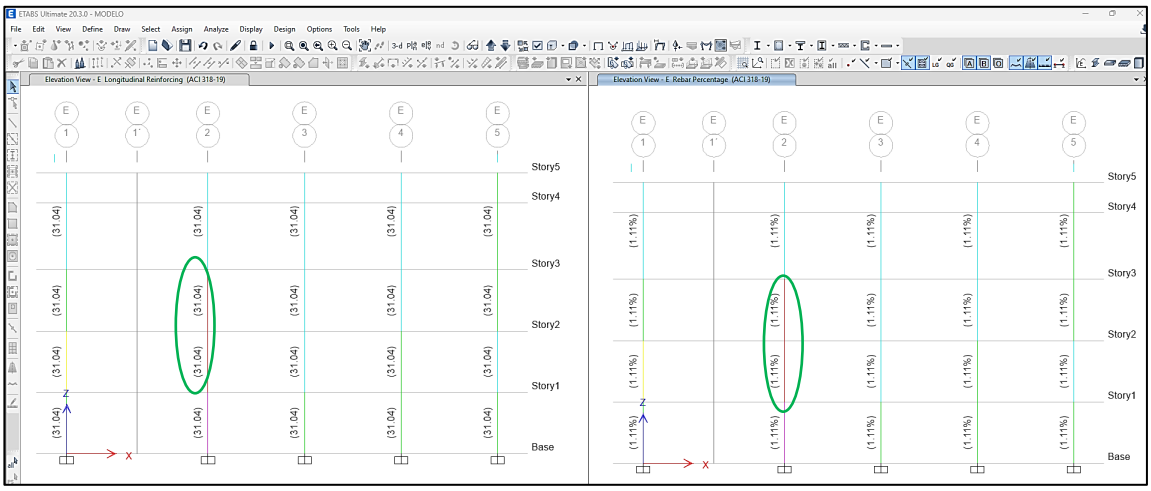


Figura 11: Chequeo: Cuantía de acero (31.04cm2) de columnas de acuerdo con los planos 40x70cm.

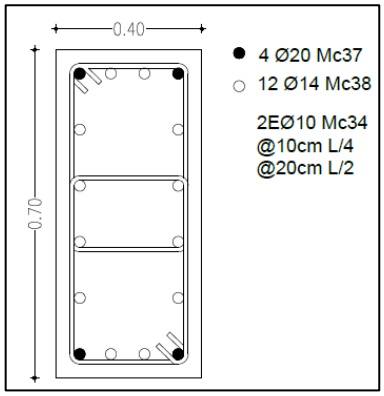
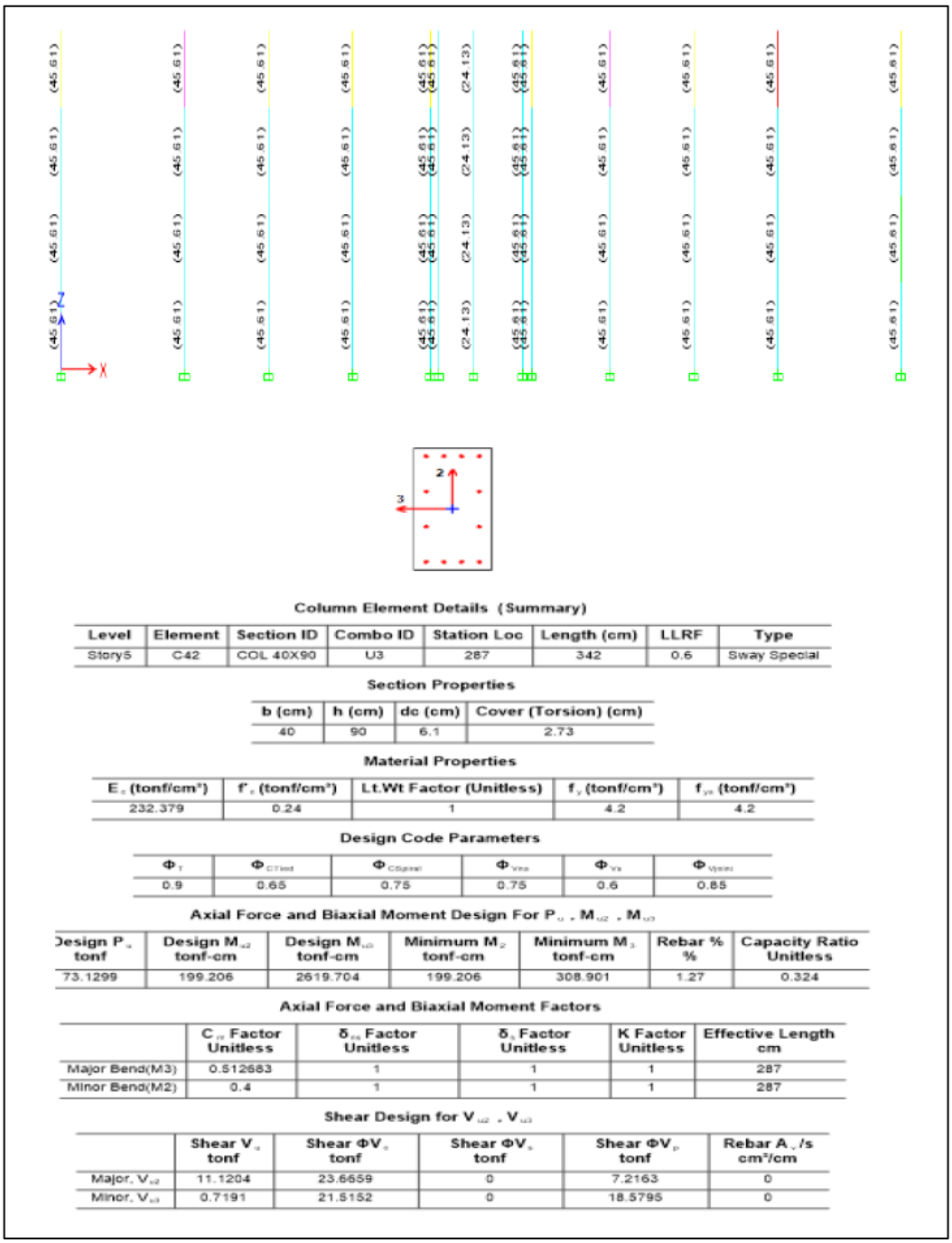


Figura 12: sección de columna de acuerdo con el plano.

Además, se observó en la memoria de calculo que las columnas tienen otras secciones (40x90cm) y otro acero mínimo (45.61cm2). Para los posteriores análisis se utiliza dicha sección de columna en la memoria estructural.



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story5	C42	COL 40X90	U3	287	342	0.6	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
40	90	6.1	2.73

Material Properties

E_c (tonf/cm²)	f'_c (tonf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/cm²)	f_{ys} (tonf/cm²)
232.379	0.24	1	4.2	4.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{cTied}	$\Phi_{cSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-cm	Design M_{u3} tonf-cm	Minimum M_2 tonf-cm	Minimum M_3 tonf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
73.1299	199.206	2619.704	199.206	308.901	1.27	0.324

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	0.512683	1	1	1	287
Minor Bend(M2)	0.4	1	1	1	287

Shear Design for V_{u2}, V_{u3}

	Shear V_s tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v/s cm²/cm
Major, V_{u2}	11.1204	23.6659	0	7.2163	0
Minor, V_{u3}	0.7191	21.5152	0	18.5795	0

Figura 13: Cuantía de acero y diseño de columna 40x90cm, Memoria de Cálculo.

Con respecto a las vigas se observa una cuantía de acero que ligeramente supera el 1% en luces de 8.4 m el cual fue comprobado con la cuantía de acero establecido en el plano de diseño donde se valoró que están dentro del margen establecido.

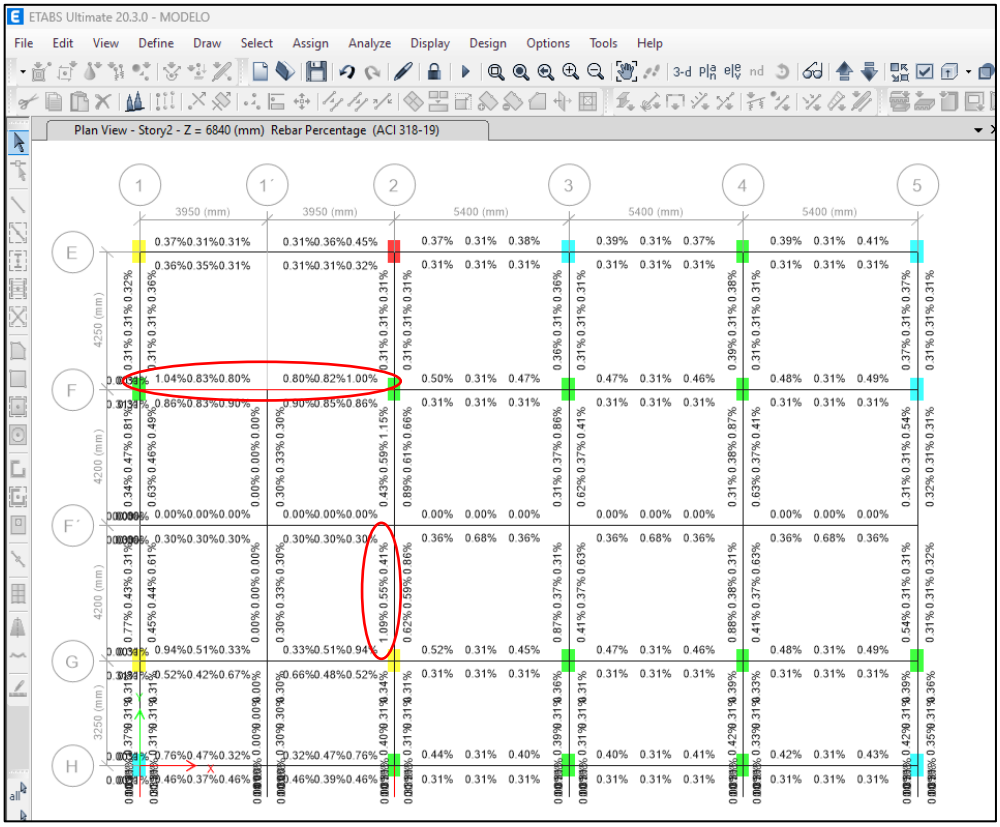


Figura 14: Chequeo de cuantía de acero en vigas de 45x55.

3.6.2.6. Análisis no lineal - Validación

Para determinar si se aplica un análisis no lineal estático o un análisis no lineal dinámico en una estructura se consideró 2 características importantes de acuerdo con la sección 7.3.2.1 del ASCE 41.

- La primera característica indica que la resistencia calculada ($\mu_{strenght}$) no debe exceder la resistencia máxima(μ_{max}).

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W}.C_m \quad < \quad \mu_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

- La segunda característica es verificar si los modos superiores no son significativos mediante un análisis espectral comprobando si la relación entre la respuesta modal del cortante considerando los modos necesarios

para alcanzar el 90% de la masa participativa y la respuesta modal del cortante del primer modo superan el 130%.

- **Primer Característica**

Para la verificación de esta característica se presentó los resultados obtenidos a continuación, además el cálculo correspondiente se realizó en una hoja de cálculo de Mathcad y se puede visualizar en anexos.

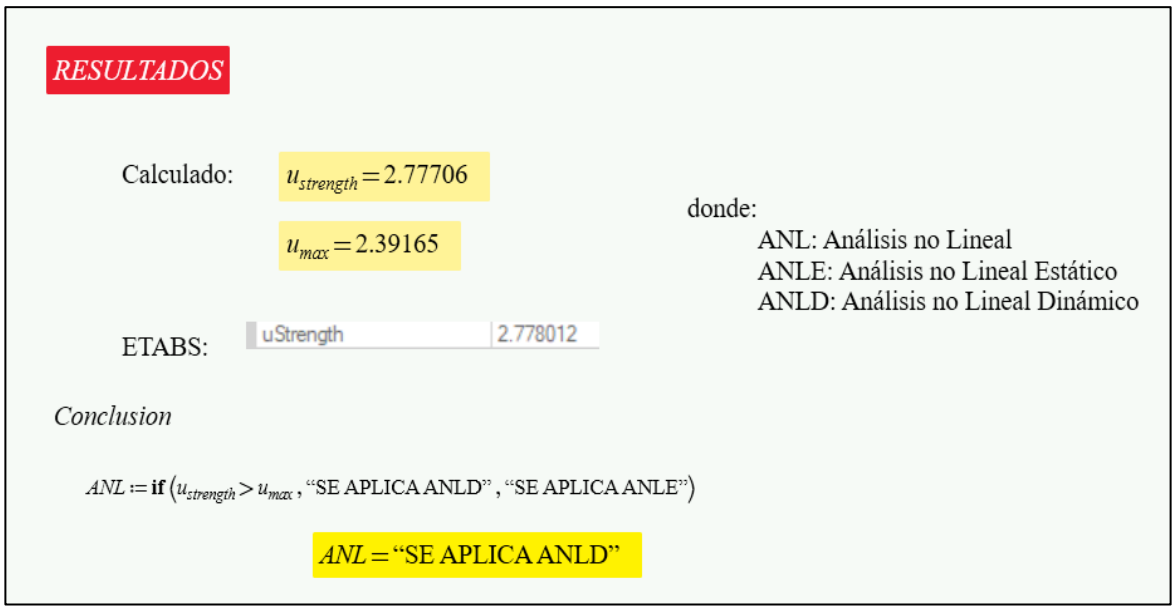


Figura 15: Verificación primera característica.

- **Segunda característica**

Se realizó la verificación para conocer si los modos superiores son o no significativos. De acuerdo con la tabla 5, se observó que la respuesta modal para alcanzar el 90% de la masa participativa fue en el modo 7. Del análisis espectral se estableció los cortantes del modo 7 y del primer modo fundamental 1 para la respectiva verificación donde se determinó mediante la tabla 6 como se observa a continuación.

Tabla 6. Resultados segunda característica.

ANÁLISIS ESTATICO					
Respuesta Modal			**Respuesta Modal**		
	Modo 1	**Modo 3**		**Modo 7**	**Modo 7**
Cortante Basal (Tn)	Dir-X	Dir-Y	Cortante Basal (Tn)	Dir-X	Dir-Y
	205.8682	205.8682		205.8682	205.8682
	$X_{modal\ 7}$ / $X_{modal\ 1}$ =		100%	OK	
	$Y_{modal\ 7}$ / $Y_{modal\ 3}$ =		100%	OK	

ANÁLISIS DINÁMICO					
Respuesta Modal			**Respuesta Modal**		
	Modo 1	**Modo 3**		**Modo 7**	**Modo 7**
Cortante Basal (Tn)	Dir-X	Dir-Y	Cortante Basal (Tn)	Dir-X	Dir-Y
	173.9298	172.3344		175.2496	173.1679
	$X_{modal\ 7}$ / $X_{modal\ 1}$ =		100.759%	OK	
	$Y_{modal\ 7}$ / $Y_{modal\ 3}$ =		100%	OK	

De acuerdo con la tabla 6 se observa que los modos superiores no son significativos puesto que la relación entre el cortante basal (modo 7) y el modo (1) no superan el 130%.

En conclusión, en el resultado de la característica uno indica que se debe aplicar un análisis no lineal dinámico (ANLD) mientras que en la segunda característica indica que se debe aplicar un análisis no lineal estático (ANLE), sin embargo, para aplicar un ANLE el ASCE 41-17 indica que se debe cumplir las dos características, es decir, en ambas deben resultar un ANLE. Si en el caso una de las dos características no se cumple, se debe aplicar un ANLD. Por lo tanto, para este trabajo de investigación se aplicó un Análisis No Lineal Dinámico.

3.6.2.7. Análisis No Lineal Dinámico Tiempo Historia

Para este análisis se utilizó como mínimo 7 pares de registros sísmicos reales como menciona la NEC o el ASCE 41-17 considerando factores de sitio, además, los registros se escalaron al espectro de sitio para periodos de retorno de 72 años (sismo frecuente) y un periodo de retorno de 475 años (sismo raro).

3.6.2.8. Selección de Registros Sísmicos

La NEC establece el uso de registros símicos seleccionados y escalados apropiadamente con un mínimo de tres eventos sísmicos en sus dos direcciones.

Para la selección de los registros sísmicos se consideraron varios registros sísmicos los cuales fueron descargados de algunas bases de datos de forma gratuita como; El Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) y Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CNS).

Se seleccionaron 7 pares de registros sísmicos considerando características como: magnitud, mecanismos de falla, distancia a la falla, efectos de suelo, tipo de suelo, entre otros, calibrados debidamente.

Tabla 7: Registros sísmicos seleccionados.

LUGAR	Estación	Componente 1	Componente 2	Magnitud	PGA máx N-S (g)	PGA máx E-O (g)
Taiwan / China	SMART1 O12	SMART1.45_45O12EW	SMART1.45_45O12NS	7.3	0.159	0.139
Chi-Chi, Taiwan / China	CHY101	CHICHI.06_CHY101E.AT2	CHICHI.06_CHY101N.AT2	6.3	0.147	0.129
Chi-Chi, Taiwan / China	TCU065	CHICHI.03_TCU065E.AT2	CHICHI.03_TCU065N.AT2	6.3	0.286	0.348
Northridge/EE.UU.	LA - Saturn St	NORTHR_STN020.AT2	NORTHR_STN110.AT2	6.69	0.43	0.467
Iwate / Japan	IWTH20	IWATE_IWTH20EW.AT2	IWATE_IWTH20NS.AT2	6.9	0.254	0.244
Iwate, Japan	AKTH19	IWATE_AKTH19EW.AT2	IWATE_AKTH19NS.AT2	6.9	0.253	0.164
Chuetsu-oki / Japan	Shiura Nagaoka	CHUETSU_65035EW.AT2	CHUETSU_65035NS.AT2	6.8	0.212	0.229

3.6.2.9. Procesamiento de registros sísmicos

Antes de escalar los registros símicos seleccionados, en primer lugar, se realizó una calibración de los datos para mejorar su calidad y eliminar ruidos de los acelerogramas ya que el sismógrafo mide y registra los movimientos del suelo y estos movimientos pueden no ser solo del suelo sino del viento, entre otros. A continuación, se observa el registro sísmico de Taiwan, China con nombre de la estación SMART1.45_45012EW y con espacios entre datos de 0.01 con un total de 2482 datos.

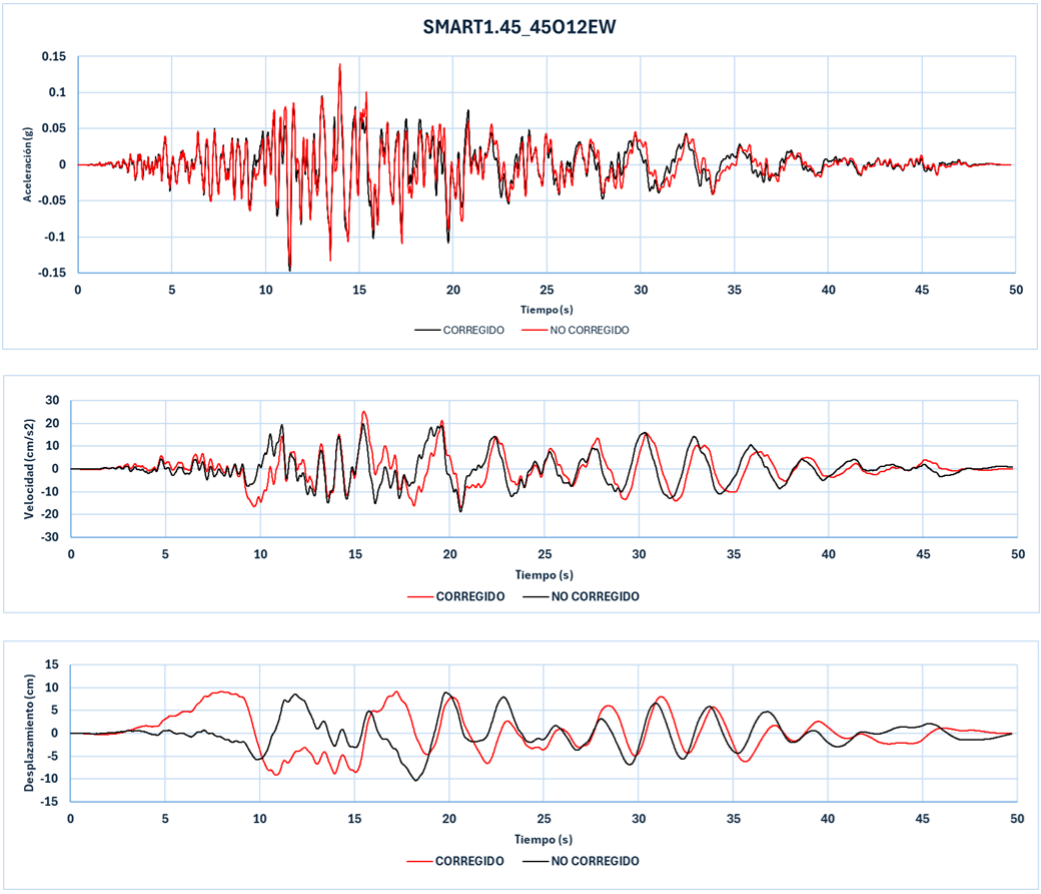


Figura 16: Acelerograma corregido y filtrado SMART1.45 EW.

Utilizando el software SeismoSignal se realizó la corrección de los registros sísmicos por línea base, filtrado y el recorte de este considerando solo lo más relevante en el instante del 5% y 95% de la Intensidad de Arias donde define la cantidad de liberación de energía en función del tiempo.

3.6.2.10. Escalamiento de registros sísmicos al espectro de sitio

Una vez realizado la corrección respectiva de los 7 pares de registros sísmicos, utilizando el software Seismomatch se realizó la compatibilidad o escalamiento al espectro de sitio para un periodo de retorno (ver figura 20 y 21) de 72 años (sismo frecuente) y un periodo de retorno (Ver figura 22 y 23) de 475 años (sismo raro). Considerando el rango de periodo 0.2T y 1.5T se realizó el escalamiento de los registros como se muestra a continuación.

Sismo Frecuente (72 años)

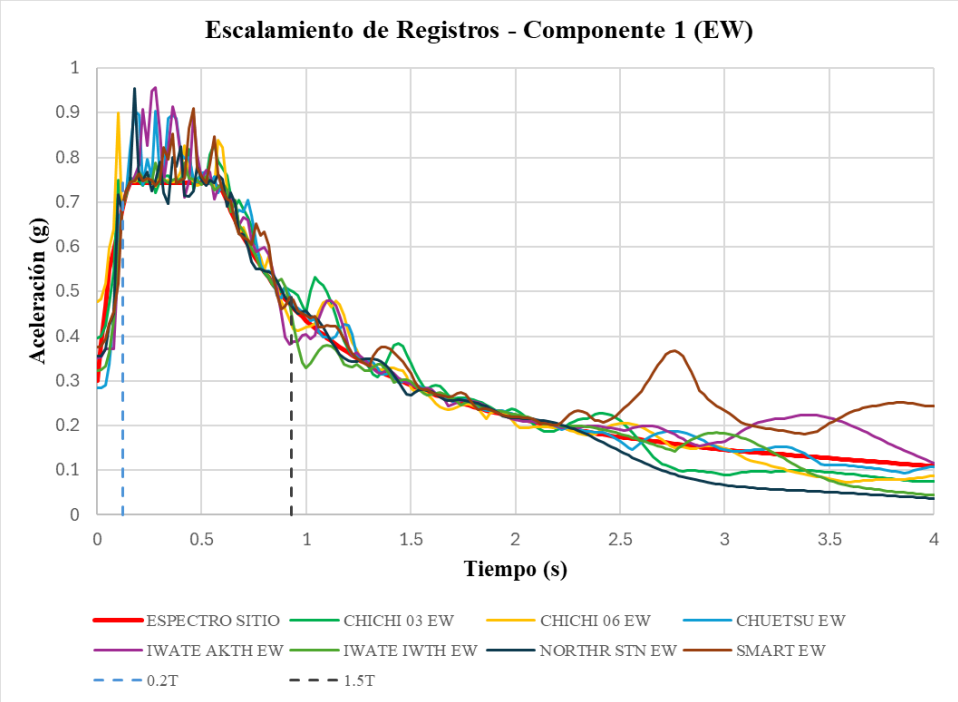


Figura 17: Escalamiento de registro EW, sismo Frecuente (72años).

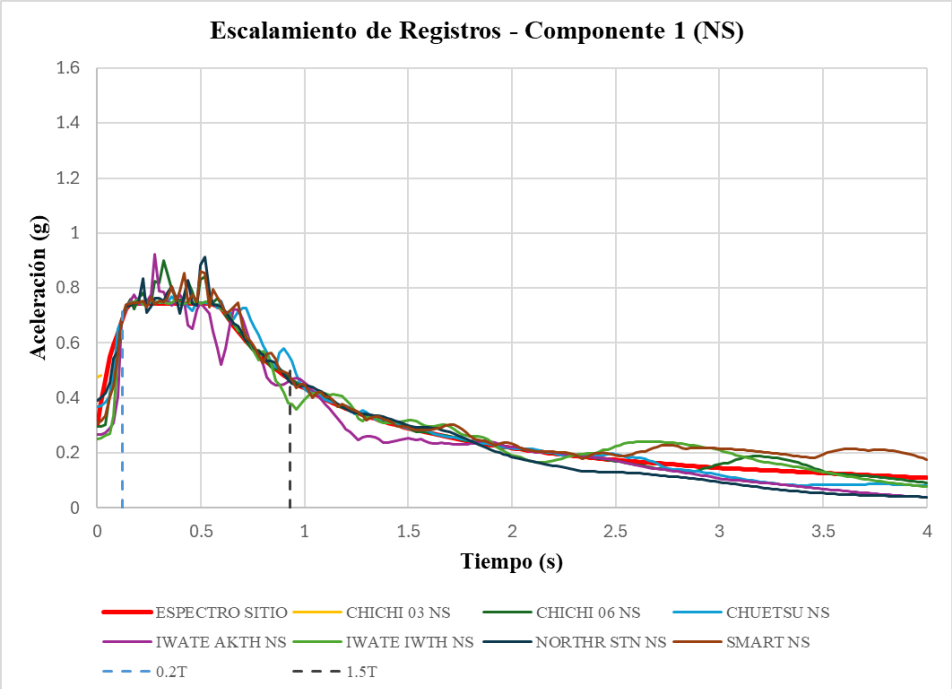


Figura 18: Escalamiento de registro NS, sismo Frecuente (72años).

Sismo Raro (475 años)

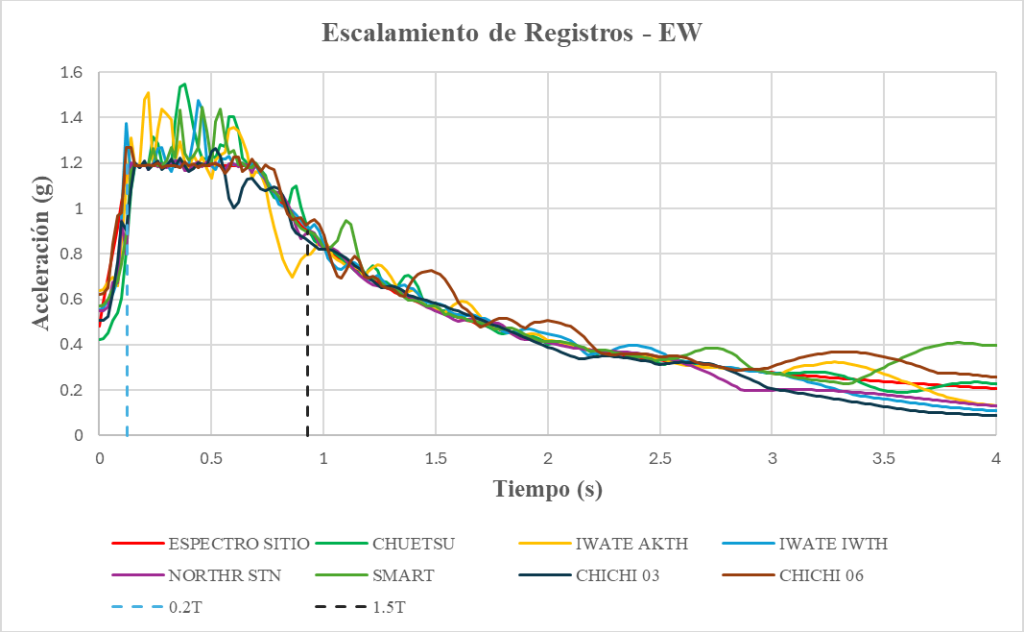


Figura 19: Registros escalados al espectro de sitio - EW.

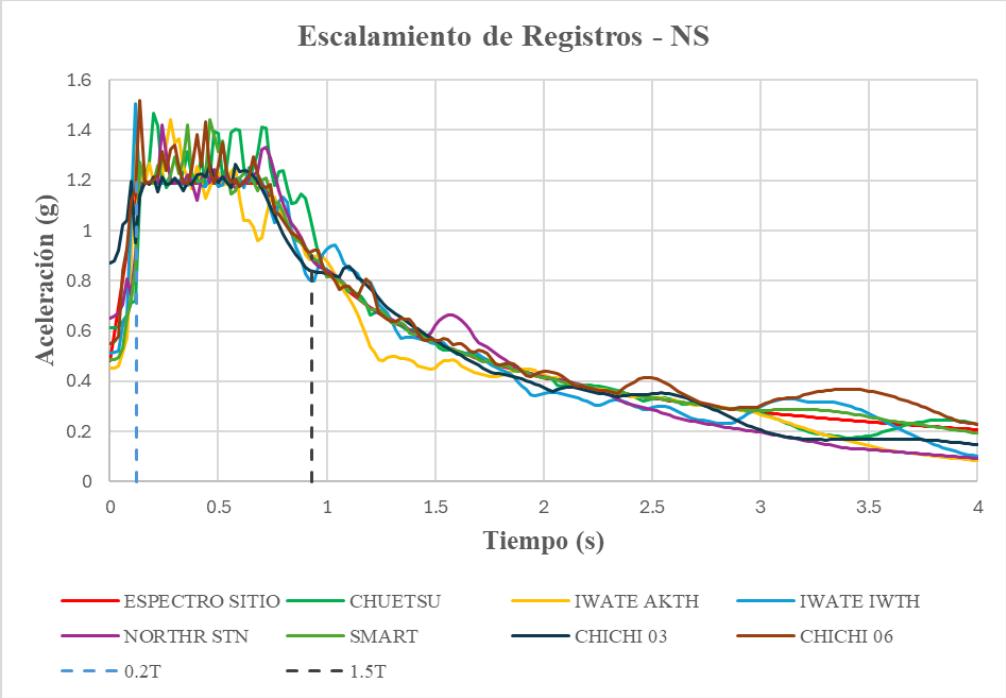


Figura 20: Registros escalados al espectro de sitio - NS.

Estos registros escalados se cargaron al programa Etabs para su posterior configuración de caso dinámico no lineal.

3.6.2.11. Configuración No Lineal en ETABS

Para la configuración no lineal de la estructura, se realizó las siguientes configuraciones:

- Asignación de acero a las vigas en el programa (45x55cm) de acuerdo con los planos estructurales.
- Configuración de Carga Gravitacional
- Configuración de Carga Dinámica TH
- Asignación de Rótulas Plásticas

3.6.2.12. Caso de Carga Gravitacional No Lineal TH (CGNL TH)

Se realizó la asignación del caso de carga gravitacional considerando una función rampa para aplicar las cargas gravitaciones sobre la estructura de manera controlada antes de iniciar la excitación dinámica (sismo). Además, ayuda a evitar la estabilidad numérica y captura correctamente los efectos no lineales como la plastificación o fisuración bajo carga estática antes de que actúen las fuerzas dinámicas.

Esta configuración se realizó tanto para un sismo frecuente (72 años) como para un sismo raro (475 años).

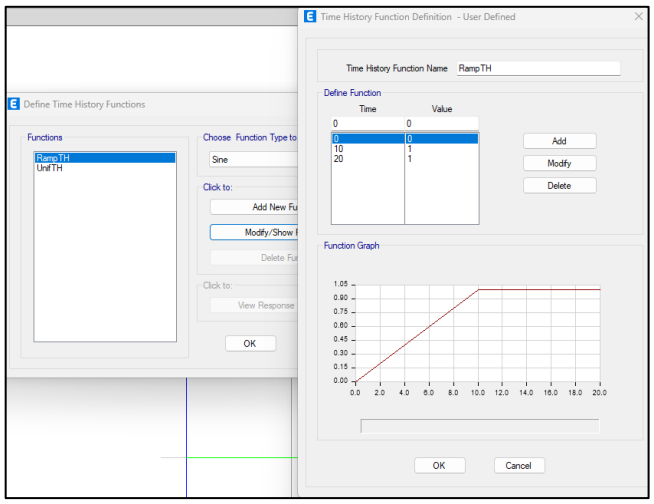


Figura 21: Asignación de función Rampa TH.

Para este análisis no lineal en general se empleó el método de integración directa no lineal debido su mayor precisión y convergencia en sus resultados.

Además, de acuerdo con el AISC 41-17 se empleó un amortiguamiento de Rayleigh del 3% y se consideró los coeficientes proporcionales de masa y rigidez del primer modo y cuando alcanza el 90% de la contribución de masa participativa.

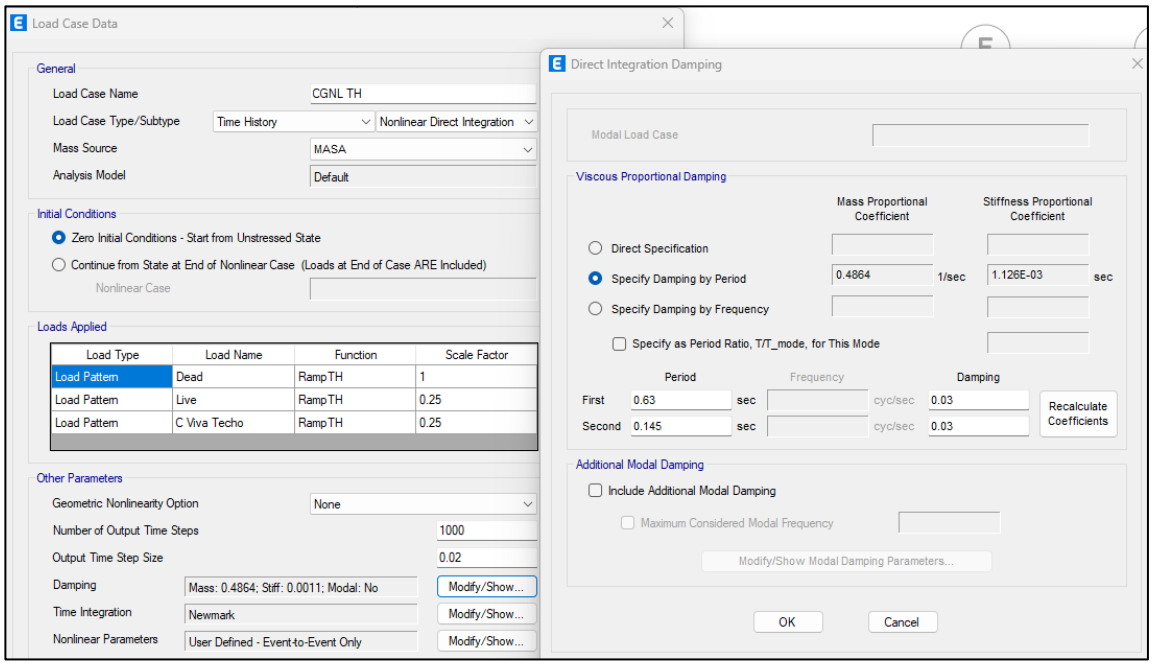


Figura 22: Configuración no lineal Caso Gravitacional No Lineal (CGNL).

Para la transformación de cargas estáticas a dinámicas se empleó un total de 1000 pasos en el tiempo a espacios de 0.02 dando como resultado un tiempo de 20 segundos.

3.6.2.13. Caso de Carga Dinámico No Lineal TH

Se definió el caso de carga dinámico no lineal TH considerando como punto inicial el caso gravitacional definido anteriormente y usando el método de integración directa no lineal. Como ejemplo se observa a continuación la configuración del caso dinámico del registro sísmico SMART1.45_45O12EW donde se asignó como función en el tiempo con un total de 2482 pasos y con espaciamientos de 0.01 dando un tiempo total de 24.82 segundos.

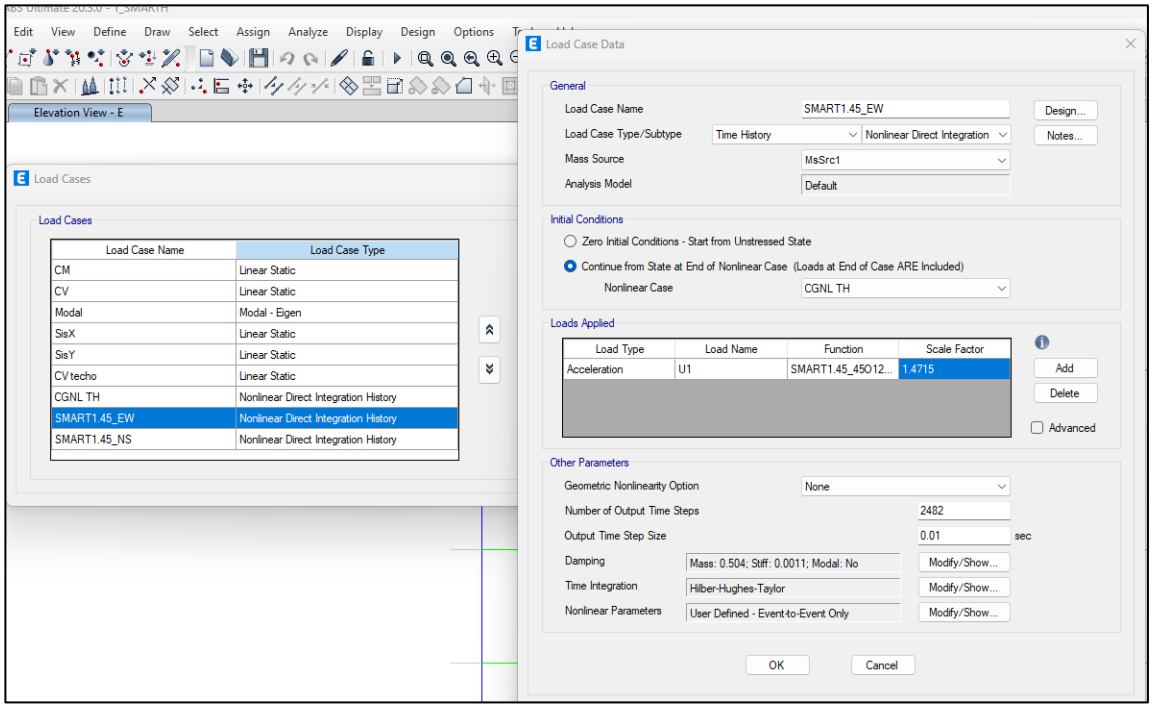


Figura 23: Caso dinámico no lineal sismo raro, SMARTH1 EW.

Para un periodo de retorno de 475 años (sismo raro) el factor de escala se consideró en 8 incrementos de 0.15 de la gravedad (0.15*9.81=1.4715) con el fin de que la estructura alcance una respuesta no lineal máxima en cada incremento

Y para un periodo de retorno de 72 años (sismo frecuente) el factor de escala se consideró incrementos de 0.10 de la gravedad (0.10*9.81=0.981) con el fin de que la estructura

alcance una respuesta no lineal máxima en cada incremento. Esta configuración se utilizó para los 7 pares de registros.

3.6.2.14. Rótulas Plásticas

Se asignaron rotulas plásticas a las vigas de hormigón (45x55) a una distancia H del peralte de la viga y a las columnas de hormigón a una distancia H de la sección de la columna. Además, se realizó la configuración de la asignación de las rotulas considerando la CGNL TH.

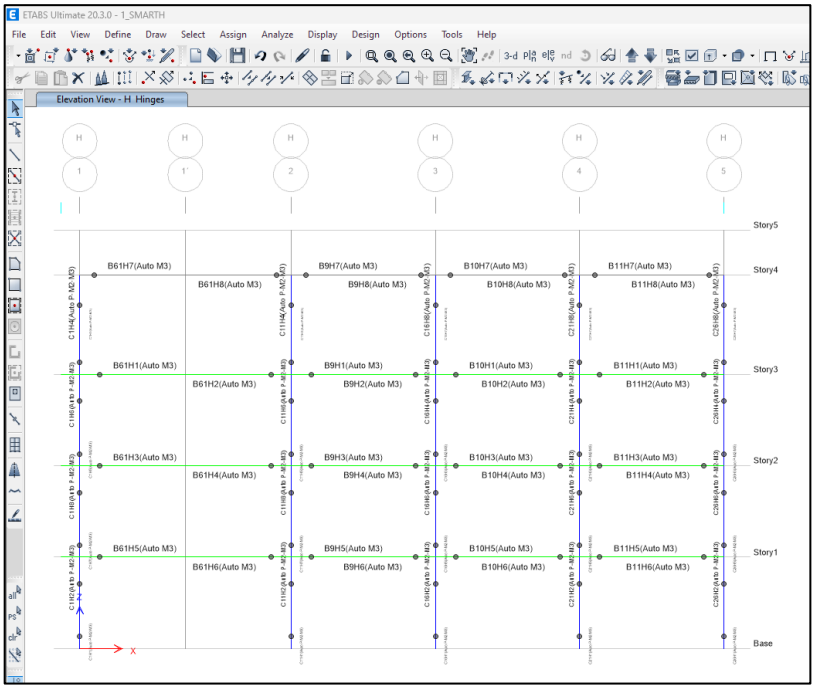


Figura 24: Asignación de rotulas plásticas a la estructura.

3.6.3. FASE 3: Elaborar las curvas de fragilidad al colapso de la estructura para estimar el riesgo de colapso

3.6.3.1. Procedimiento para obtener curvas de fragilidad

El procedimiento de obtención de la curva de fragilidad se obtuvo en base a los procesos consecutivos como se muestra en el siguiente flujograma [37].

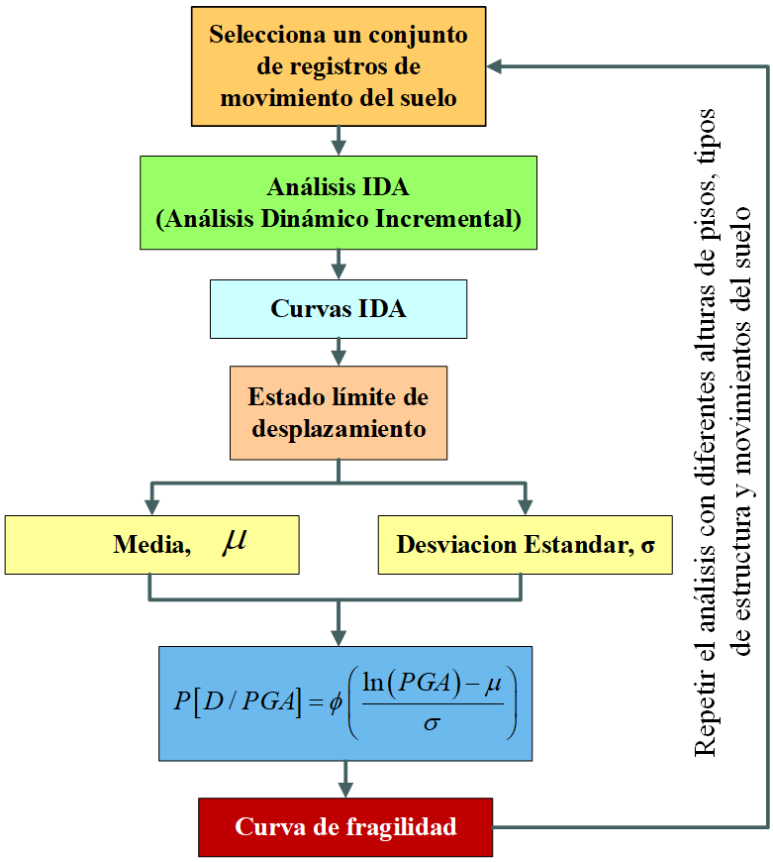


Figura 25: Flujograma curvas de fragilidad.

Además, de acuerdo con FEMA 273 se definieron parámetros de desempeño sísmico los cuales establecen un límite de daño: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP), donde la estructura presencia cada límite hasta llegar al colapso.

Tabla 8: Criterios de Niveles límites de desempeño, FEMA 273.

Table 2-4 Structural Performance Levels and Damage[1]—Vertical Elements

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	**Life Safety S-3**	**Immediate Occupancy S-1**
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (< 1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks < 1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints < 1/16" width.
	Drift[2]	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Utilizando las consideraciones anteriores, se aplicó la función de distribución de probabilidad acumulada logarítmica normal tomando en cuenta los parámetros desviación estándar, media y las incertidumbres por modelado y construcción de acuerdo con FEMA P58-1 para obtener la probabilidad de daño. Usando hojas de cálculo de Excel se desarrollan las curvas de fragilidad al colapso en forma analítica mediante los resultados de las simulaciones.

CAPITULO IV
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Fase 1

En este apartado se obtuvo información relevante tal como como memoria de cálculo y planos proporcionados por el Vicerrectorado Académico de la Universidad Técnica de Ambato, los cuales se encuentran en anexos; con la información mencionada se realizó el modelo espacial de la estructura, considerando las propiedades de los materiales, detalles de armadura y dimensiones de los elementos construidos como columnas, vigas, losas, etc. A continuación, se muestra el modelo espacial de la estructura en mención.

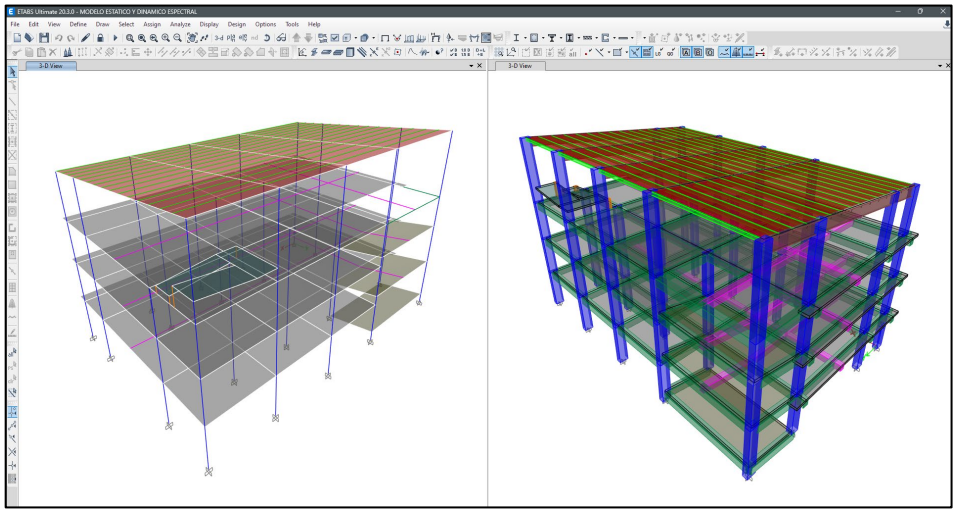


Figura 26: Modelo Espacial del Parqueadero.

4.2. Fase 2

En esta fase se detalló los resultados de los análisis dinámicos no lineales TH, sin embargo, solo se muestra los resultados más relevantes o con una mayor respuesta estructural (Derivas) para un periodo de retorno de 72 años (Sismo Frecuente) y un periodo de retorno de 475 años (Sismo Raro).

SISMO FRECUENTE (72 Años)

4.2.1. IWATE_IWTH20EW.AT2

Se estableció los resultados del análisis no lineal tiempo historia previo al colapso, donde la estructura alcanzó un desplazamiento máximo de 11 cm en la última planta (+15.66m) y con una deriva máxima en el entrepiso 1 (+3.42 m) de 1.1877% (0.011877).

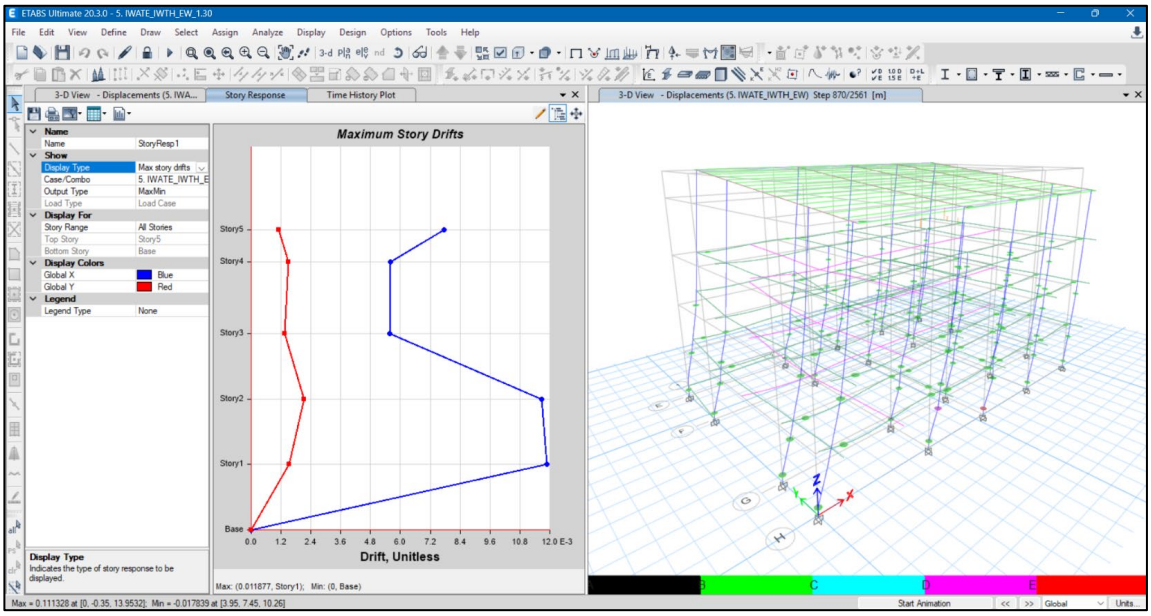


Figura 27: Resultados registro, IWATE_IWTH20EW.AT2.

Como se observa en la figura anterior, en el paso 870/2561 o 8.70 segundos del acelerograma y a una aceleración del 1.30 de la gravedad empiezan a generarse las rotulas plásticas en la columna previas al colapso (color rojo) en la estructura el cual indica que posteriormente entrará en colapso. Lo ideal es que las rotulas empiecen a generarse primero en las vigas y estas sean las que fallen, mas no en las columnas como se observa en esta investigación.

4.2.2. IWATE_IWTH20NS.AT2

Se estableció los resultados del análisis no lineal tiempo historia previo al colapso, donde la estructura alcanzó un desplazamiento máximo de 5.08 cm en la última planta (+15.66m) y con una deriva máxima en el entrepiso 2 (+6.84 m) de 0.465 % (0.004654).

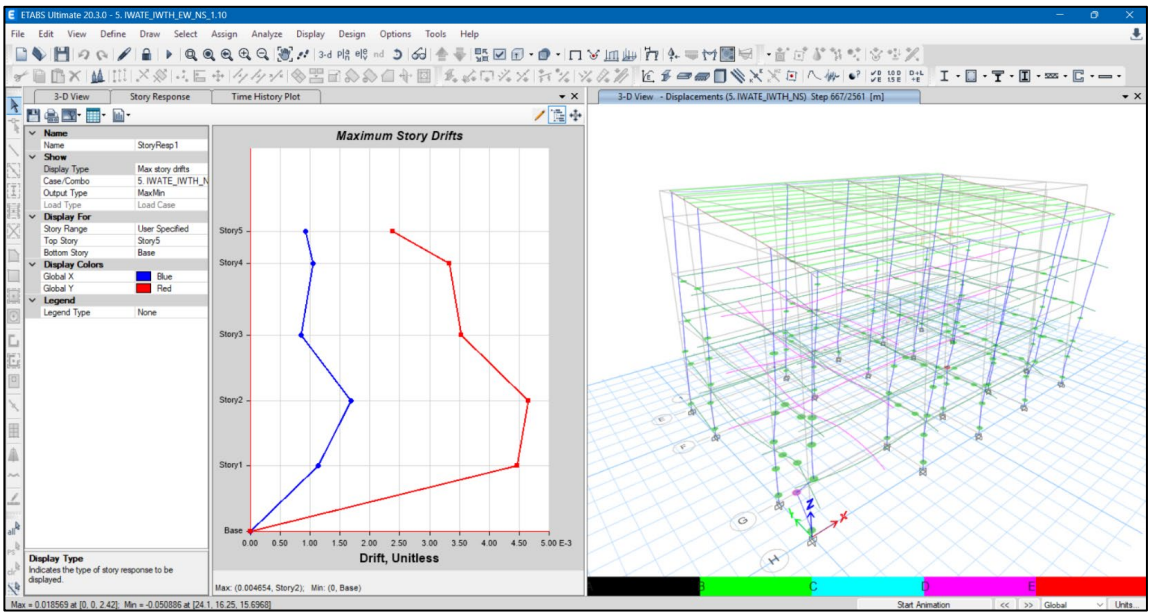


Figura 28: Resultados registro, IWATE_IWTH20NS.AT2.

Como se observa en la figura anterior, en el paso 667/2561 o 6.67 segundos del acelerograma y a una aceleración del 1.10 de la gravedad empiezan a generarse la rótula plástica en la columna previa al colapso (color rojo) en la estructura el cual indica que posteriormente entrará en colapso. Lo ideal es que las rotulas empiecen a generarse primero en las vigas y estas sean las que fallen, mas no en las columnas como se observa en esta investigación.

SISMO RARO (475 AÑOS)

4.2.3. IWATE_AKTH19EW.AT2

Se estableció los resultados del análisis no lineal tiempo historia previo al colapso, donde la estructura alcanzó un desplazamiento máximo de 12.9147 cm en la última planta (+15.66m) y con una deriva máxima de entrepiso de 1.139% (0.011395).

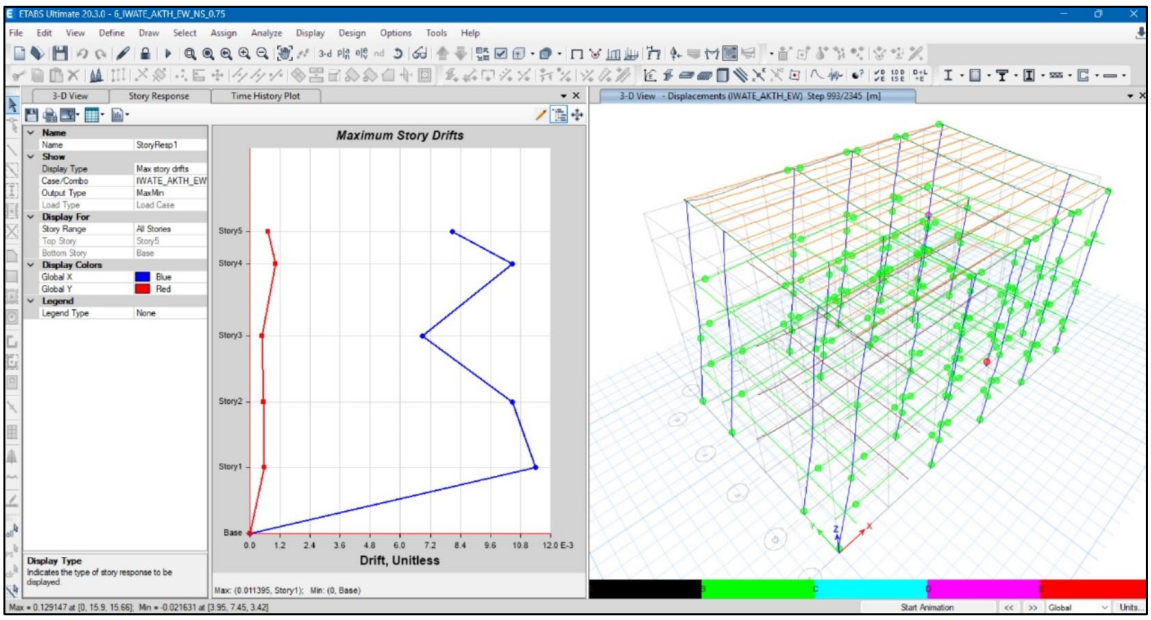


Figura 29: Resultados registro IWATE_AKTH19EW.AT2

Como se observa en la figura anterior, en el paso 993/2345 o 9.93 segundos del acelerograma y a una aceleración del 0.75 de la gravedad empiezan a generarse las rotulas plásticas en la columna previas al colapso (color rojo) en la estructura el cual indica que posteriormente entrará en colapso. Lo ideal es que las rotulas empiecen a generarse primero en las vigas y estas sean las que fallen, mas no en las columnas como se observa en esta investigación.

4.2.4. CHICHI.03_TCU065N.AT2

Se estableció los resultados del análisis no lineal tiempo historia previo al colapso, donde la estructura alcanzó un desplazamiento máximo de 6.33 cm en la última planta (+15.66m) y con una deriva máxima de entrepiso de 0.63 % (0.0063326).

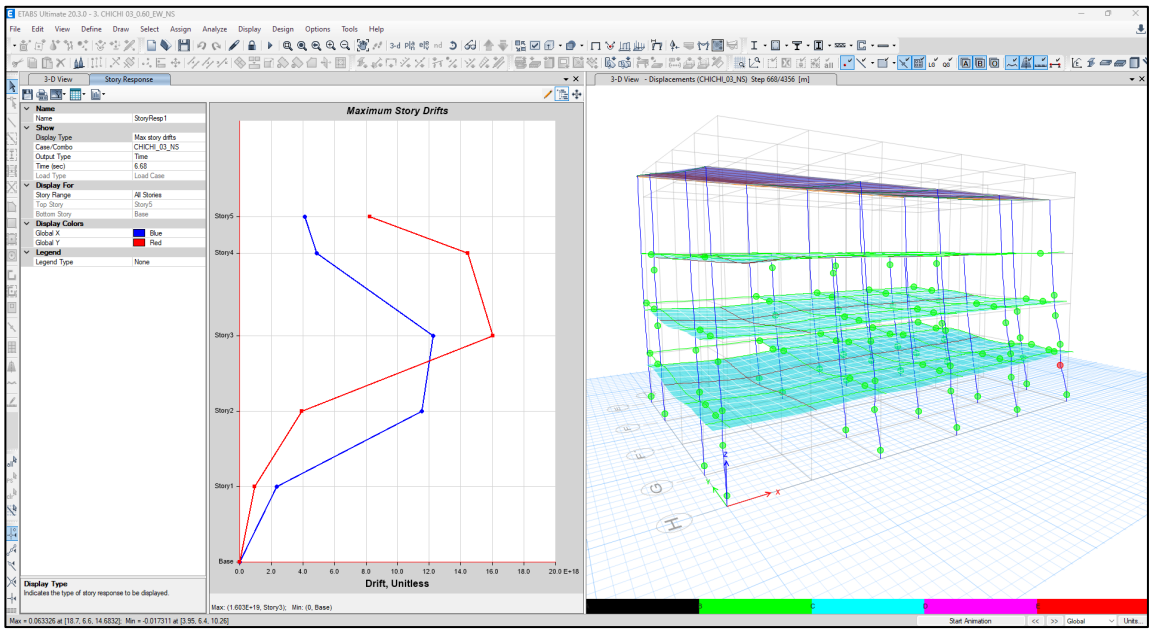


Figura 30: Resultados registro CHICHI.03.

Como se observa en la figura anterior, en el paso 668/4356 o 6.68 segundos del acelerograma y a una aceleración del 0.60 de la gravedad empiezan a generarse la rótula plástica en la columna previa al colapso (color rojo) en la estructura el cual indica que posteriormente entrará en colapso. Lo ideal es que las rotulas empiecen a generarse primero en las vigas y estas sean las que fallen, mas no en las columnas como se observa en esta investigación.

4.3. Fase 3

En esta fase se estableció el desarrollo de las curvas de fragilidad al colapso en base a las respuestas no lineales obtenidas de los análisis dinámicos no lineales tiempo historia. A continuación, se mostró resultados con un periodo de retorno de 72 años (Sismo Frecuente) y para un periodo de retorno de 475 años (Sismo Raro) a través de tablas obtenidas de las respuestas máximas de los análisis dinámicos no lineales tiempo historia de los 7 pares de registros sísmicos.

SISMO FRECUENTE (72 años)

4.3.1. Componente 1 (EW)

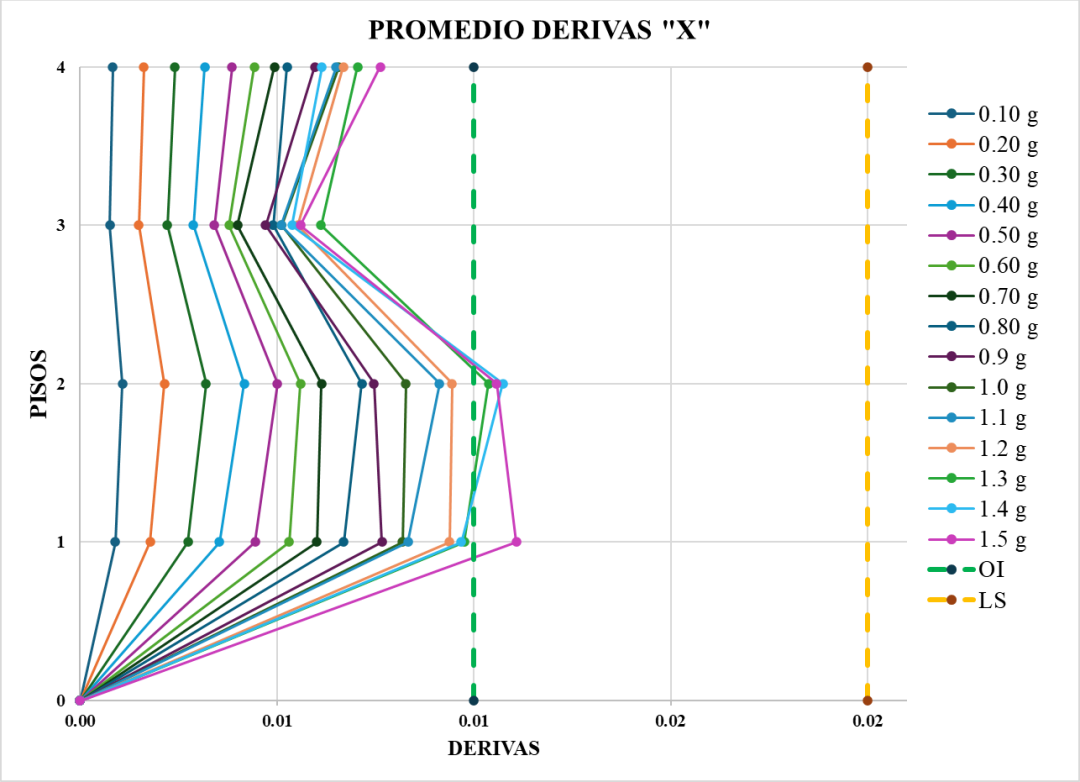


Figura 31: Promedio de derivas, componente 1 (EW).

De la figura anterior se pudo apreciar las derivas promedio de los 7 pares de registros por piso. Como se observa, el promedio de derivas máxima se presenta en el piso o entrepiso 2 (+6,84 m) con una deriva de 1.073 % (0.01073) a una aceleración de 1.4 g de la gravedad y solo en el entrepiso 1 presentó una deriva máxima a una aceleración de 1.5 g de 1.108% (0.01108). Además, se observa que el promedio de derivas sobrepasa el límite de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), tampoco alcanza Seguridad de Vida (LS) y mucho menos logra el nivel de prevención al colapso (CP).

También se puede observar en la siguiente tabla los valores obtenidos del promedio de derivas.

Tabla 9: Promedio derivas tabuladas, componente 1 (EW).

PROMEDIO DERIVAS "X"								
Aceleración / Nivel de Planta	0 g	0.10 g	0.20 g	0.30 g	0.40 g	0.50 g	0.60 g	0.70 g
Cubierta (+15.66)	0	0.00083	0.00162	0.00240	0.00316	0.00386	0.00442	0.00493
Losa 3 (+10.26)	0	0.00076	0.00149	0.00222	0.00288	0.00341	0.00378	0.00399
Losa 2 (+6.84)	0	0.00108	0.00214	0.00319	0.00417	0.00501	0.00560	0.00613
Losa 1 (+3.42 m)	0	0.00089	0.00177	0.00274	0.00354	0.00445	0.00531	0.00601
Base (+0.00)	0	0	0	0	0	0	0	0

0.80 g	0.90 g	1.00 g	1.10 g	1.20 g	1.30 g	1.40 g	1.50 g
0.00525	0.00596	0.00656	0.00651	0.00669	0.00705	0.00613	0.00763
0.00491	0.00471	0.00511	0.00511	0.00554	0.00612	0.00539	0.00559
0.00716	0.00746	0.00828	0.00912	0.00944	0.01038	0.01073	0.01058
0.00670	0.00766	0.00819	0.00833	0.00939	0.00975	0.00968	0.01108
0	0	0	0	0	0	0	0

4.3.2. Componente 2 (NS)

De igual forma se obtuvo derivas en el componte NS como se observa en la siguiente figura.

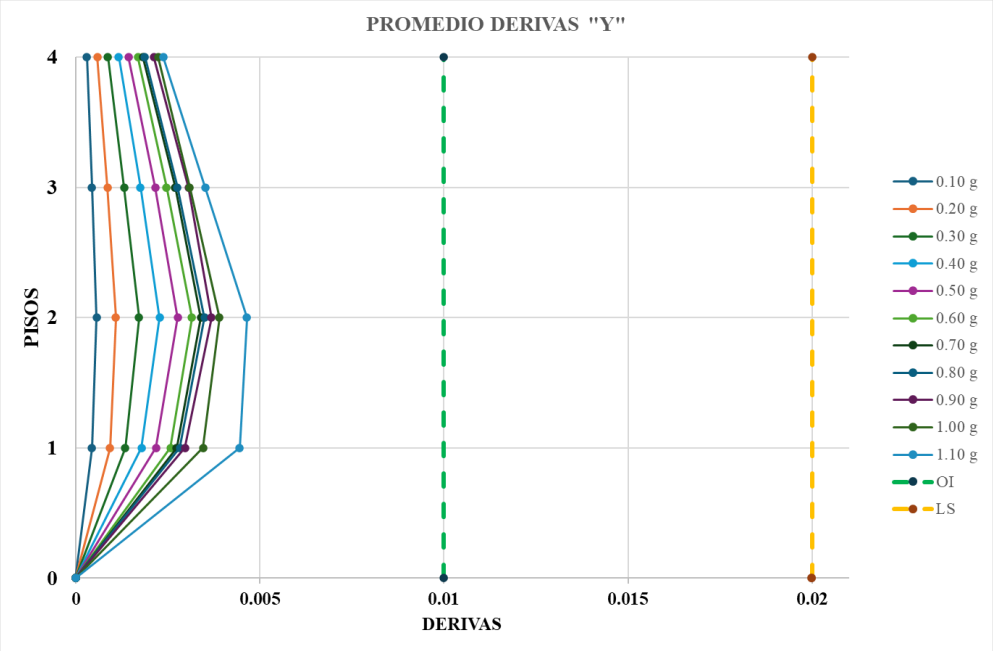


Figura 32: Promedio de derivas, componente 1 (NS).

De la figura anterior se pudo apreciar las derivas promedio de los 7 pares de registros por piso. Como se observa, el promedio de derivas máxima se presenta en el piso o entrepiso 2 (+6,84 m) con una deriva de 0.46 % (0.00465) a una aceleración de 1.10 de la gravedad. Además, se observa que el promedio de derivas no sobrepasa el límite de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), tampoco alcanza Seguridad de Vida (LS) y mucho menos logra el nivel de prevención al colapso (CP).

También se puede observar en la siguiente tabla los valores obtenidos del promedio de derivas.

Tabla 10: Promedio derivas tabuladas, componente 1 (NS).

PROMEDIO DERIVAS "Y"						
Aceleración / Nivel de Planta	0 g	0.10 g	0.20 g	0.30 g	0.40 g	0.50 g
Cubierta (+15.66)	0	0.000302	0.000591	0.000879	0.001167	0.001435
Losa 3 (+10.26)	0	0.000438	0.000867	0.001321	0.001755	0.002159
Losa 2 (+6.84)	0	0.000566	0.001094	0.001718	0.002276	0.002771
Losa 1 (+3.42 m)	0	0.000439	0.000936	0.001351	0.001793	0.002184
Base (+0.00)	0	0	0	0	0	0
	0.60 g	0.70 g	0.80 g	0.90 g	1.00 g	1.10 g
	0.001692	0.001829	0.001879	0.002120	0.002243	0.002383
	0.002470	0.002708	0.002762	0.003069	0.003096	0.003524
	0.003158	0.003399	0.003504	0.003689	0.003906	0.004654
	0.002578	0.002746	0.002831	0.002967	0.003461	0.004458
	0	0	0	0	0	0

4.3.3. Desarrollo de Curvas Dinámico Incremental

Componente 1 (EW)

Después de obtener las respuestas no lineales máximas (derivas) de la estructura mediante el análisis dinámico no lineal tiempo historia, se desarrolló una tabla donde se muestra las derivas máximas por cada incremento de intensidad sísmica de los 7 pares de registros en sus dos componentes.

Tabla 11: Derivas máximas componente 1, EW.

DERIVAS MÁXIMAS "EW"									
Aceleración / Registro	0 g	0.10 g	0.20 g	0.30 g	0.40 g	0.50 g	0.60 g	0.70 g	0.80 g
SMART1.45_45O12EW	0	0.001031	0.002042	0.003052	0.004059	0.004966	0.005537	0.006254	0.00907
CHICHI.06_CHY101E.AT2	0	0.000746	0.001471	0.002196	0.002921	0.003647	0.004368	0.005063	0.005713
CHICHI.03_TCU065E.AT2	0	0.001114	0.002208	0.003302	0.004382	0.00526	0.005754	0.006394	0.00749
NORTHR_STN020.AT2	0	0.001339	0.002656	0.003973	0.004966	0.005719	0.006627	0.007351	0.008305
IWATE_IWTH20EW.AT2	0	0.001326	0.002631	0.003935	0.00504	0.00595	0.006473	0.007015	0.007963
IWATE_AKTH19EW.AT2	0	0.00097	0.001919	0.002868	0.003817	0.004651	0.005089	0.005456	0.006102
CHUETSU_65035EW.AT2	0	0.00102	0.002019	0.003018	0.004011	0.004849	0.006107	3.321E+23	

0.90 g	1.00 g	1.10 g	1.20 g	1.30 g	1.40 g	1.50 g	1.60 g
2.615E+27							
0.006356	0.007408	0.008597	0.009754	0.010803	0.011347	2.615E+27	
0.008162	0.009168	0.010043	0.010913	0.011781	3.12E+23		
0.009143	0.009642	0.010565	0.011737	0.010196	2.649E+19		
0.009655	0.010196	0.009281	0.013096	0.011877	1.423E+24		
0.006978	0.008056	0.009189	0.010113	0.010491	0.012047	0.011077	2.338E+24

En la siguiente figura se muestra las curvas dinámico incremental desarrolladas de los 7 registros sísmicos de una componente. La unión de cada punto que forma cada curva representa una respuesta máxima por cada incremento de la intensidad sísmica. Además, se consideró como derivas límites de nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (1%), Seguridad de Vida (2%) y Prevención al Colapso (4%) de acuerdo con los criterios del FEMA 273.

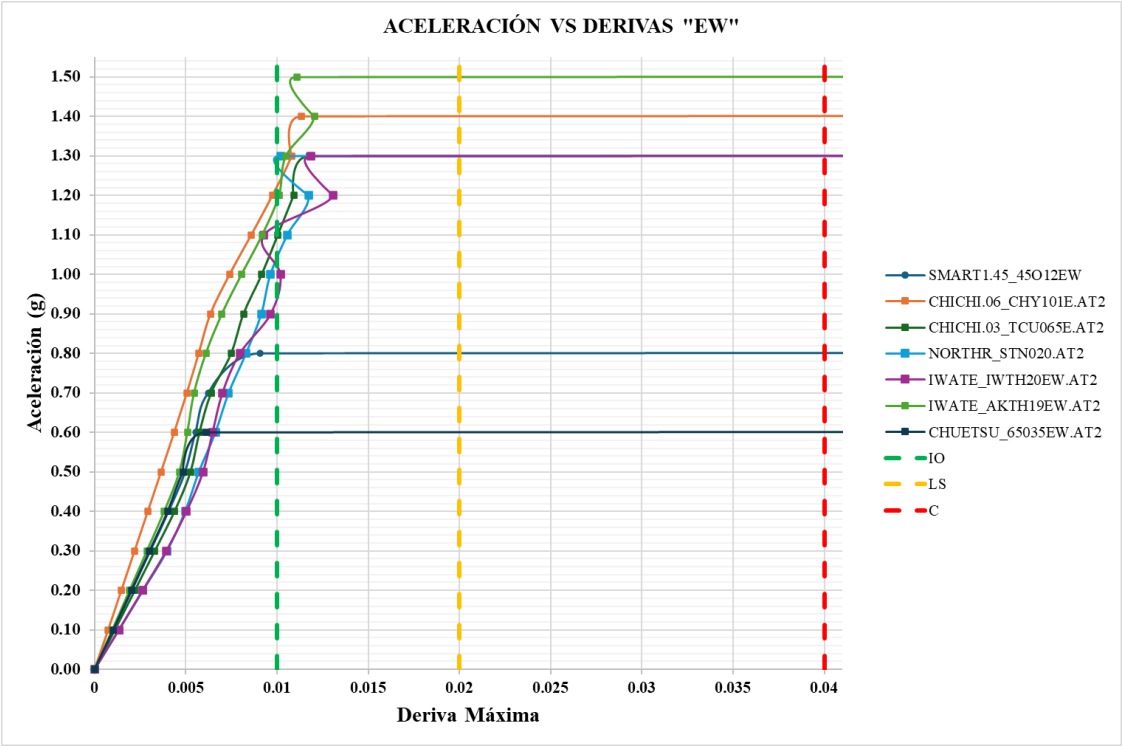


Figura 33: Curva Dinámica Incremental, sismo frecuente "EW".

En las curvas dinámico incremental se observa 7 curvas de los registros sísmicos en la componente X, donde se determinó que la estructura difícilmente alcanza el nivel de Ocupación Inmediata (1%), es decir, la estructura alcanzó una deriva máxima de 1.18%, sin embargo, no llega a un nivel de seguridad de vida (2%) ya que lo ideal es que la estructura alcance como mínimo LS. También se observó un colapso antes de alcanzar el nivel de LS.

Componente 2 (NS)

En la siguiente tabla se muestra las derivas máximas en la componente NS de los 7 registros sísmicos por cada incremento de intensidad sísmicas.

Tabla 12: Derivas máximas en la componente "NS".

DERIVAS MÁXIMAS "NS"							
Aceleración / Registro	0 g	0.10 g	0.20 g	0.30 g	0.40 g	0.50 g	0.60 g
SMART1.45_45O12NS	0	0.000689	0.001386	0.002084	0.002741	0.003305	0.003477
CHICHI.06_CHY101N.AT2	0	0.000428	0.000865	0.001309	0.001756	0.002193	0.002588
CHICHI.03_TCU065N.AT2	0	0.00072	0.001449	0.002174	0.002844	0.003343	0.00371
NORTHR_STN110.AT2	0	0.000437	0.000882	0.001327	0.001773	0.002213	0.002605
IWATE_IWTH20NS.AT2	0	0.000514	0.001036	0.001558	0.00208	0.002576	0.003036
IWATE_AKTH19NS.AT2	0	0.000565	0.001138	0.001717	0.002276	0.002743	0.003138
CHUETSU_65035NS.AT2	0	0.000606	0.001225	0.001855	0.002459	0.003026	0.003555

0.70 g	0.80 g	0.90 g	1.00 g	1.10 g	1.20 g
0.003753	1.465E+24				
0.00293	9.559E+24				
1.354E+24					
0.002972	0.003287	0.003552	0.003772	5.809E+19	
0.003457	0.00372	0.003825	0.004039	0.0047	6.933E+24
0.00344	1.741E+24				
0.003843	2.791E+24				

En la siguiente figura de las curvas dinámico incremental se observa 7 curvas de los registros sísmicos en la componente Y, donde se estimó que la estructura no alcanza por lo menos el nivel de Ocupación Inmediata (1%), es decir, la estructura alcanzó una deriva máxima de 0.47%, y tampoco consigue un nivel de seguridad de vida (2%), lo ideal es que la estructura alcance como mínimo LS. Se observó un colapso antes de alcanzar el nivel de IO y LS.

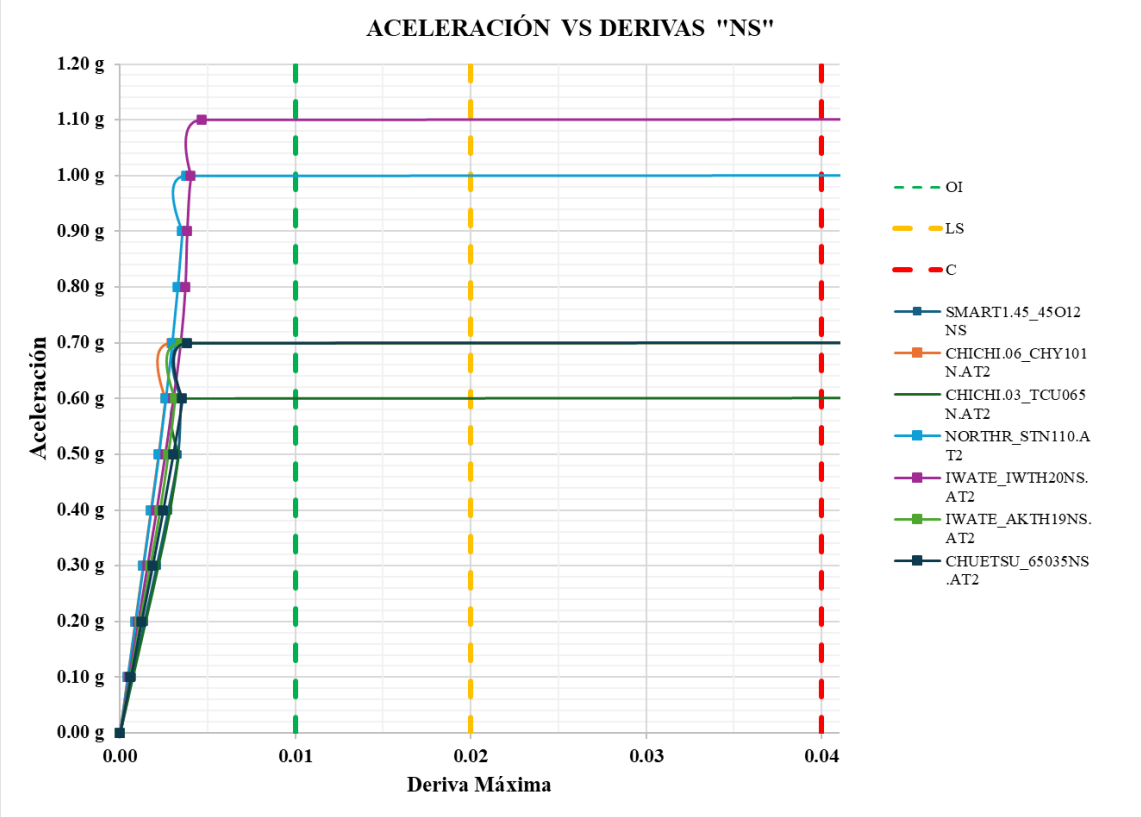


Figura 34: Curva Dinámica Incremental, sismo frecuente "NS".

El colapso previo de la estructura se debe a que al generar una excitación sísmica (acelerograma IWATE_IWTH20NS.AT2 e IWATE_AKTH19EW.AT2), se observa que las rotulas plásticas se forman primero en las columnas como se observa en la figura 27 y 28. Lo ideal es que las rótulas plásticas se activen primero en las vigas para prevenir colapsos inesperados.

4.3.4. Desarrollo de la Curva de fragilidad al Colapso

Componente 1 (EW)

Después de desarrollar las curvas de análisis dinámico incremental considerando las respuestas no lineales máximas obtenidas del análisis dinámico no lineal tiempo historia, se procedió a la obtención de una serie de puntos discretos de las curvas IDA tomando en consideración los niveles de desempeño. Utilizando la función de distribución lognormal acumulativa (función en Excel) y considerando factores como la desviación estándar, la

media e incertidumbres por modelado y construcción se estableció unas tablas donde se especificó las probabilidades de daño del parqueadero del bloque 1 para un sismo Frecuente (periodo de retorno de 72 años) como se observa a continuación.

Tabla 13: Factores: media e incertidumbre.

	IO	CI	LS	CP
μ	0.93107	1.05975	1.17170	1.17170
β	0.52822	0.56795	0.55169	0.55169

Finalmente, se desarrolló las curvas de fragilidad al colapso para la primera componente (EW).

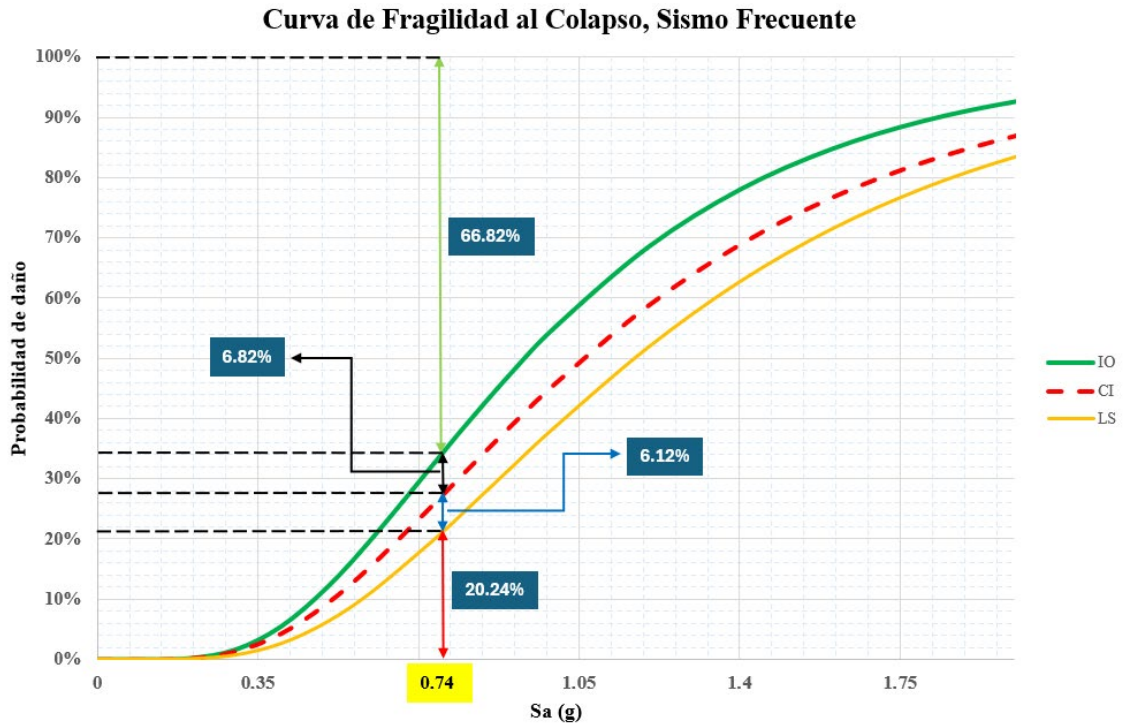


Figura 35: Curva de Fragilidad al Colapso - sismo frecuente, EW.

De acuerdo con la figura anterior se observó que para una aceleración espectral máxima de 0.74 de la gravedad para un sismo frecuente, la estructura presentó un 66.82% de probabilidad de no sufrir daño o que se encuentre por debajo del nivel de ocupación inmediata (IO), 6.82% de probabilidad de que la estructura se encuentre en un nivel de

ocupación inmediata (grietas leves), y un 26.36% de probabilidad de que la estructura entre en colapso total.

Además, se estimó que la curva entre cortada color rojo indica el inicio del colapso del parqueadero. La estructura no alcanza el nivel de seguridad de vida (2%), es decir, colapsa previamente. La curva de desempeño de prevención al colapso no se dibujó ya que es la misma que la curva de desempeño de seguridad de vida.

A continuación, se obtuvo los datos tabulados para cada nivel de desempeño y su probabilidad de colapso.

Tabla 14: Datos tabulados, probabilidad de daño EW.

IO		CI		LS	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**	**Sa (g)**	**Probabilidad (%)**	**Sa (g)**	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%	0.001	0.00%	0.001	0.00%
0.1	0.00%	0.1	0.00%	0.1	0.00%
0.1	0.00%	0.1	0.00%	0.1	0.00%
0.2	0.18%	0.2	0.17%	0.2	0.07%
0.3	1.60%	0.3	1.31%	0.3	0.68%
0.4	5.49%	0.4	4.31%	0.4	2.57%
0.5	11.96%	0.5	9.30%	0.5	6.13%
0.6	20.27%	0.6	15.83%	0.6	11.25%
0.74	33.18%	0.74	26.36%	0.74	20.24%
0.8	38.70%	0.8	31.03%	0.8	24.46%
0.9	47.44%	0.9	38.68%	0.9	31.63%
1	55.38%	1	45.93%	1	38.70%
1.2	68.45%	1.2	58.66%	1.2	51.73%
1.4	78.00%	1.4	68.80%	1.4	62.65%
1.6	84.73%	1.6	76.59%	1.6	71.39%
1.8	89.40%	1.8	82.45%	1.8	78.18%
2	92.61%	2	86.83%	2	83.38%
2.2	94.82%	2.2	90.08%	2.2	87.33%
2.4	96.35%	2.4	92.50%	2.4	90.31%
2.6	97.41%	2.6	94.30%	2.6	92.57%
2.8	98.14%	2.8	95.64%	2.8	94.28%
3	98.66%	3	96.65%	3	95.58%
3.2	99.03%	3.2	97.42%	3.2	96.57%
3.4	99.29%	3.4	97.99%	3.4	97.33%
3.6	99.48%	3.6	98.43%	3.6	97.91%
3.8	99.61%	3.8	98.77%	3.8	98.35%
4	99.71%	4	99.03%	4	98.70%
4.2	99.78%	4.2	99.23%	4.2	98.97%
4.4	99.84%	4.4	99.39%	4.4	99.18%
6	100.0%	6	100%	6	100%

Componente 2 (NS)

Utilizando la función de distribución lognormal acumulativa (función en Excel) y considerando factores como la desviación estándar, la media e incertidumbres por modelado y construcción (Ver Capitulo II) se especificó dichos factores en la siguiente tabla como se observa a continuación.

Tabla 15: Factores: media e incertidumbre.

	IO	CI	LS	CP
μ	0.85669	0.75349	0.85669	0.85669
β	0.51949	0.53266	0.51949	0.51949

Finalmente, se desarrolló las curvas de fragilidad al colapso para la segunda componente (NS).

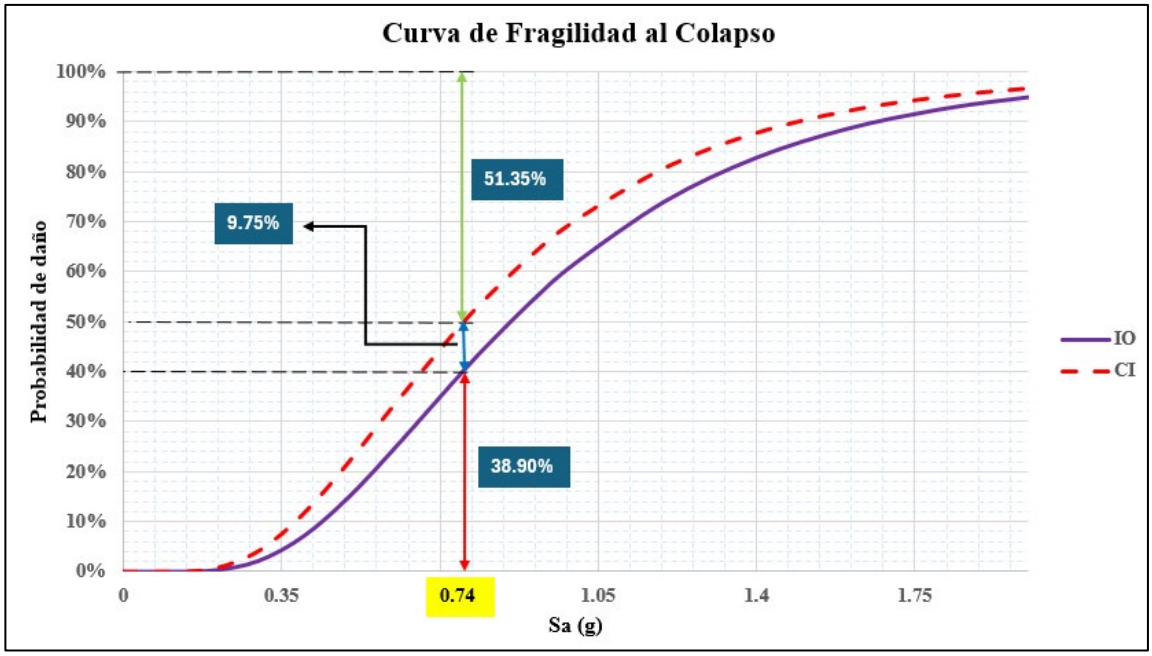


Figura 36: Curva de fragilidad al colapso - sismo frecuente, NS.

De acuerdo con la figura anterior se observó que para una aceleración espectral máxima de 0.74 de la gravedad para un sismo frecuente, la estructura presentó un 51.35% de probabilidad de no sufrir daño o que se encuentre por debajo del nivel de ocupación inmediata (IO), a comparación con la curva de fragilidad al colapso de la componente 1

(EW), se estimó el inicio al colapso antes de alcanzar el nivel de ocupación inmediata y seguridad de vida, es decir, la estructura presentó una probabilidad de alcanzar un colapso del parqueadero del 48.65 % (9.75% + 38.90%).

Además, se apreció que la curva entre cortada de color rojo indica el inicio del colapso del parqueadero. La estructura no alcanza el nivel de ocupación inmediata y tampoco el nivel de seguridad de vida (2%), es decir, colapsa previamente. La curva de desempeño de prevención al colapso no se dibujó ya que es la misma que la curva de desempeño de seguridad de vida y ocupación inmediata.

A continuación, se obtuvo los datos tabulados para cada nivel de desempeño y su probabilidad de colapso.

Tabla 16: Datos tabulados, probabilidad de daño EW.

IO	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.00%
0.1	0.00%
0.2	0.26%
0.3	2.17%
0.4	7.13%
0.5	15.00%
0.6	24.65%
0.74	38.90%
0.8	44.76%
0.9	53.78%
1	61.71%
1.2	74.17%
1.4	82.78%
1.6	88.54%
1.8	92.35%
2	94.87%
2.2	96.53%
2.4	97.63%
2.6	98.37%
2.8	98.87%
3	99.21%
3.2	99.44%
3.4	99.60%
3.6	99.71%
3.8	99.79%
4	99.85%
4.2	99.89%
4.4	99.92%
6	99.99%

CI	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.01%
0.1	0.01%
0.2	0.64%
0.3	4.19%
0.4	11.72%
0.5	22.07%
0.6	33.45%
0.74	48.65%
0.8	54.48%
0.9	63.06%
1	70.24%
1.2	80.88%
1.4	87.76%
1.6	92.13%
1.8	94.90%
2	96.66%
2.2	97.79%
2.4	98.52%
2.6	99.00%
2.8	99.31%
3	99.53%
3.2	99.67%
3.4	99.77%
3.6	99.83%
3.8	99.88%
4	99.91%
4.2	99.94%
4.4	99.95%
6	100.00%

LS	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.00%
0.1	0.00%
0.2	0.26%
0.3	2.17%
0.4	7.13%
0.5	15.00%
0.6	24.65%
0.74	38.90%
0.8	44.76%
0.9	53.78%
1	61.71%
1.2	74.17%
1.4	82.78%
1.6	88.54%
1.8	92.35%
2	94.87%
2.2	96.53%
2.4	97.63%
2.6	98.37%
2.8	98.87%
3	99.21%
3.2	99.44%
3.4	99.60%
3.6	99.71%
3.8	99.79%
4	99.85%
4.2	99.89%
4.4	99.92%
6	99.99%

SISMO RARO (475 años)

4.3.5. Componente 1 (EW)

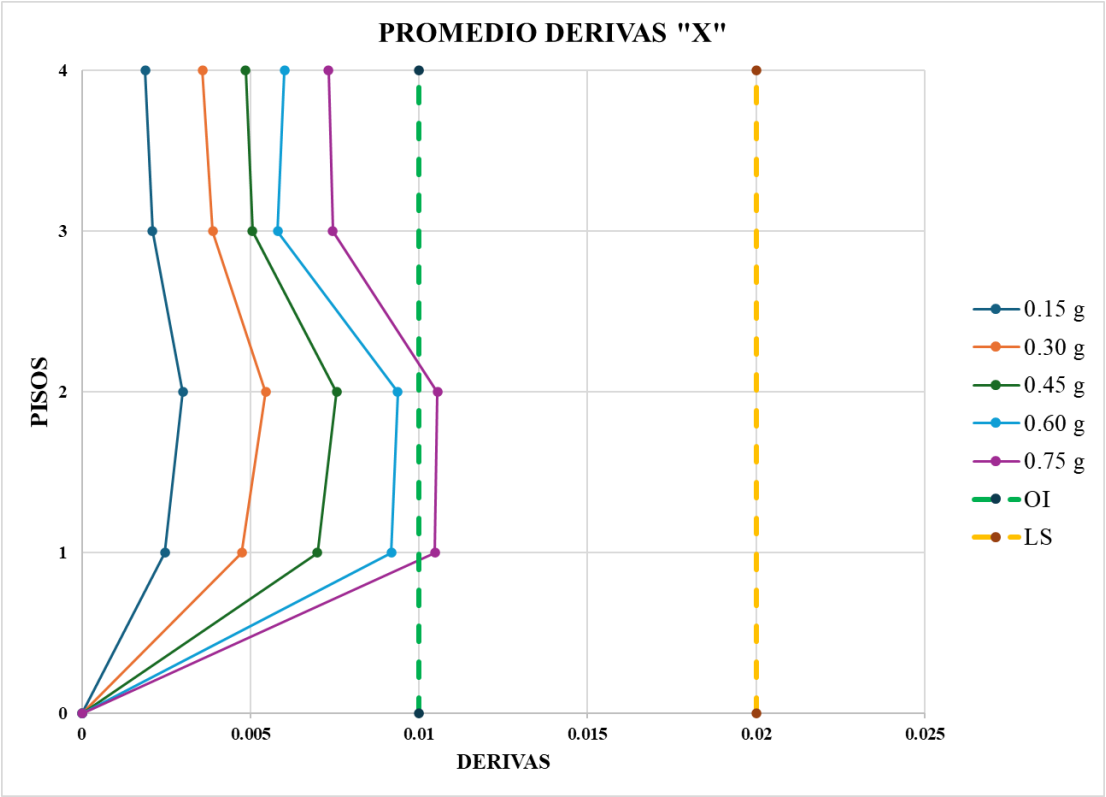


Figura 37: Promedio de derivas por piso.

De la figura anterior se pudo apreciar las derivas promedio de los 7 pares de registros por piso. Como se observa, el promedio de derivas máxima se presenta en el piso o entrepiso 2 (+6,84 m) con una deriva de 1.0546 % (0.010546) a una aceleración de 0.75 de la gravedad. Además, se observa que el promedio de derivas sobrepasa el límite de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) pero no llega a Seguridad de Vida (LS).

También se puede observar en la siguiente tabla los valores obtenidos del promedio de derivas.

Tabla 17: Promedio Derivas "X"

PROMEDIO DERIVAS "X"						
Aceleración / Nivel de Planta	0 g	0.15 g	0.30 g	0.45 g	0.60 g	0.75 g
Cubierta (+15.66)	0	0.00188	0.00358	0.00485	0.00601	0.00732
Losa 3 (+10.26)	0	0.00209	0.00388	0.00506	0.00581	0.00744
Losa 2 (+6.84)	0	0.00299	0.00546	0.00755	0.00937	0.01055
Losa 1 (+3.42 m)	0	0.00246	0.00475	0.00698	0.00918	0.01047
Base (+0.00)	0	0	0	0	0	0

4.3.6. Componente 2 (NS)

En la siguiente tabla se muestra las derivas máximas en la componente Y de los 7 registros sísmicos por cada incremento de intensidad sísmicas.

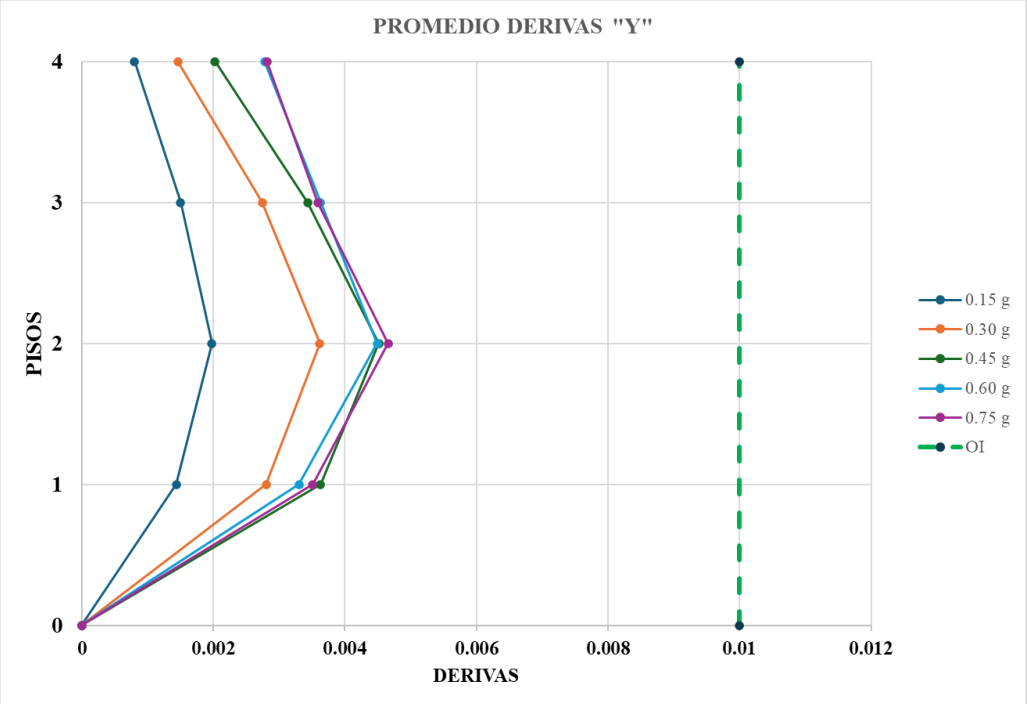


Figura 38: Promedio Derivas "Y".

De la figura anterior se pudo apreciar las derivas promedio de los 7 pares de registros por piso. Como se observa, el promedio de derivas máxima se presenta en el piso o entrepiso 2 (+6,84 m) con una deriva de 0.46 % (0.0046) a una aceleración espectral máxima de

0.75 de la gravedad. Además, se observa que el promedio de derivas no alcanza el límite de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) pero no llega a Seguridad de Vida (LS).

También se puede observar en la siguiente tabla los valores obtenidos del promedio de derivas.

Tabla 18: Promedio Derivas "Y".

PROMEDIO DERIVAS "Y"						
Aceleración / Nivel de Planta	0 g	0.15 g	0.30 g	0.45 g	0.60 g	0.75 g
Cubierta (+15.66)	0	0.0008	0.00146	0.00202	0.00278	0.00281
Losa 3 (+10.26)	0	0.0015	0.00274	0.00343	0.00363	0.00359
Losa 2 (+6.84)	0	0.00198	0.00362	0.00452	0.00449	0.00466
Losa 1 (+3.42 m)	0	0.00144	0.0028	0.00363	0.0033	0.00351
Base (+0.00)	0	0	0	0	0	0

4.3.7. Desarrollo de Curvas Dinámico Incremental

Componente 1 (EW)

Después de obtener las respuestas no lineales máximas (derivas) de la estructura mediante el análisis dinámico no lineal tiempo historia, se desarrolló una tabla donde se muestra las derivas máximas por cada incremento de la intensidad sísmica de los 7 pares de registros en sus dos componentes.

Tabla 19: Derivas máximas componente 1, "EW"

DERIVAS MÁXIMAS "EW"									
Aceleración / Registro	0 g	0.15 g	0.30 g	0.45 g	0.60 g	0.75 g	0.90 g	1.05 g	1.20 g
SMART1.45_45O12EW	0	0.00342	0.00584	0.00921	3.88E+23				
CHICHI.06_CHY101E.AT2	0	0.00245	0.00481	0.00634	0.00853	0.0112	9.9E+22		
CHICHI.03_TCU065E.AT2	0	0.00234	0.00465	0.00673	0.01061	3E+24			
NORTHR_STN020.AT2	0	0.00315	0.00588	0.00783	1E+18				
IWATE_IWTH20EW.AT2	0	0.00305	0.0055	0.00807	0.00975	0.01046	1.1E+24		
IWATE_AKTH19EW.AT2	0	0.00309	0.00575	0.00772	0.01005	0.0114	4.7E+22		
CHUETSU_65035EW.AT2	0	0.00344	0.00577	0.00797	6E+23				

En la siguiente figura se muestra las curvas dinámico incremental desarrolladas de los 7 registros sísmicos de una componente. La unión de cada punto que forma cada curva

representa una respuesta máxima por cada incremento de la intensidad sísmica. Además, se consideró como derivas límites de nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (1%), Seguridad de Vida (2%) y Prevención al Colapso (4%) de acuerdo con los criterios del FEMA 273.

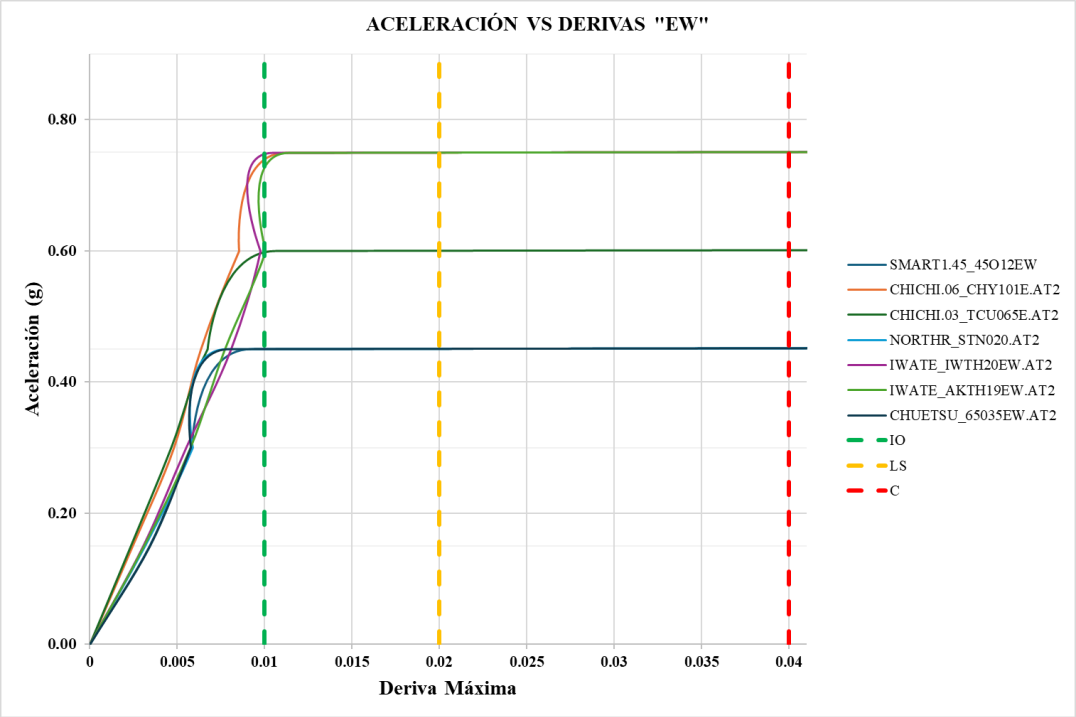


Figura 39: Curva Dinámica Incremental, sismo raro "EW".

En las curvas dinámico incremental se observa 7 curvas de los registros sísmicos en la componente X, donde se determinó que la estructura apenas alcanza el nivel de Ocupación Inmediata (1%), es decir, la estructura alcanzó una deriva máxima de 1.1395%, sin embargo, no llega a un nivel de seguridad de vida (2%) ya que lo ideal es que la estructura alcance como mínimo LS. También se observó un colapso antes de alcanzar el nivel de LS.

Componente 2 (NS)

En la siguiente tabla se muestra las derivas máximas en la componente NS de los 7 registros sísmicos por cada incremento de intensidad sísmicas.

Tabla 20: Derivas máximas en la componente "Y".

DERIVAS MÁXIMAS "NS"									
Aceleración / Registro	0 g	0.15 g	0.30 g	0.45 g	0.60 g	0.75 g	0.90 g	1.05 g	1.20 g
SMART1.45_45O12NS	0	0.00235	0.00419	0.00462	2.3E+24				
CHICHI.06_CHY101N.AT2	0	0.00201	0.00387	0.00468	0.00524	1.9E+24			
CHICHI.03_TCU065N.AT2	0	0.00283	0.00433	0.00523	0.00633	1.4E+24			
NORTHR_STN110.AT2	0	0.00159	0.00313	0.00425	0.0046	1.8E+20			
IWATE_IWTH20NS.AT2	0	0.0017	0.00335	7.6E+21					
IWATE_AKTH19NS.AT2	0	0.00161	0.00304	0.00378	0.00364	0.00466	1.3E+23		
CHUETSU_65035NS.AT2	0	0.00177	0.00343	0.00455	2.9E+23				

En la siguiente figura de las curvas dinámico incremental se observa 7 curvas de los registros sísmicos en la componente Y, donde se estimó que la estructura no alcanza por lo menos el nivel de Ocupación Inmediata (1%), es decir, la estructura alcanzó una deriva máxima de 0.633%, y tampoco alcanza un nivel de seguridad de vida (2%), lo ideal es que la estructura alcance como mínimo LS. Se observó un colapso antes de alcanzar el nivel de IO y LS.

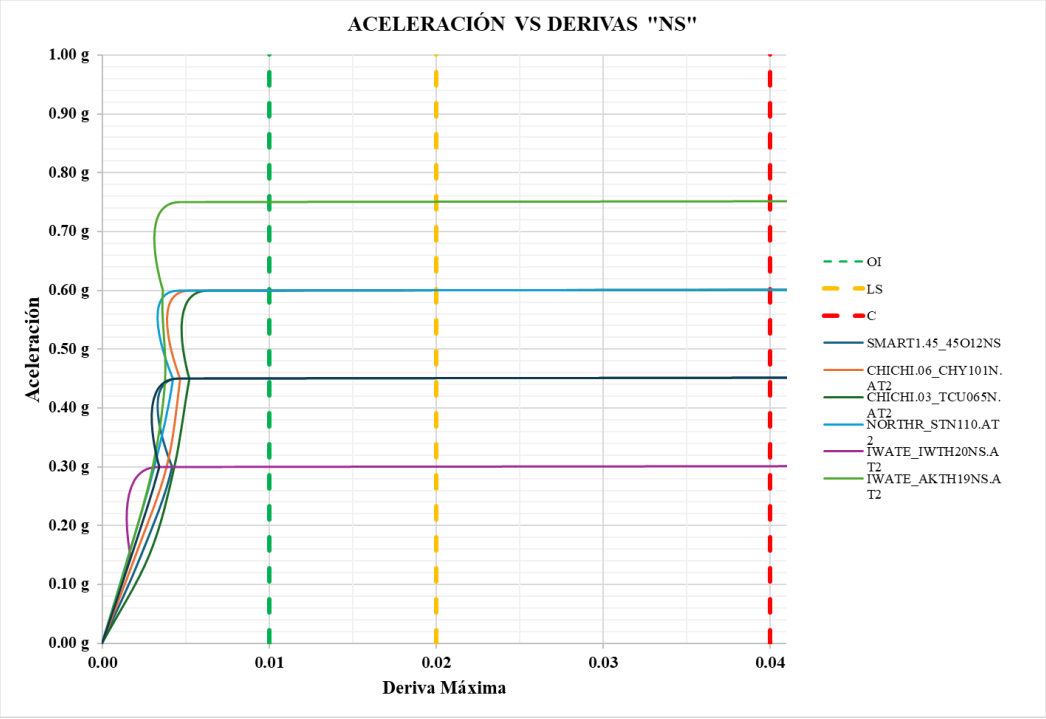


Figura 40: Curva Dinámica Incremental "NS".

El colapso previo de la estructura se debe a que al generar una excitación sísmica (acelerogramas) en el parqueadero, la disipación de la energía por dicha excitación se forma primero en las rotulas de las columnas como se observa en la figura 29 y 30. Lo ideal es que las rótulas plásticas se activen primero en las vigas para prevenir colapsos inesperados.

4.3.8. Desarrollo de la Curva de fragilidad al Colapso

Componente 1 (EW)

Después de desarrollar las curvas de análisis dinámico incremental considerando las respuestas no lineales máximas obtenidas del análisis dinámico no lineal tiempo historia, se procedió a la obtención de una serie de puntos discretos de las curvas IDA tomando en consideración los niveles de desempeño. Utilizando la función de distribución lognormal acumulativa (función en Excel) y considerando factores como la desviación estándar, la media e incertidumbres por modelado y construcción se estableció unas tablas donde se especificó las probabilidades de daño del parqueadero del bloque 1 como se observa a continuación.

Tabla 21: Factores: media e incertidumbre.

	IO	CI	LS	CP
μ	0.5501	0.5676	0.7241	0.7241
β	0.5314	0.5407	0.5152	0.5152

Finalmente, se desarrolló las curvas de fragilidad al colapso para la primera componente (EW).

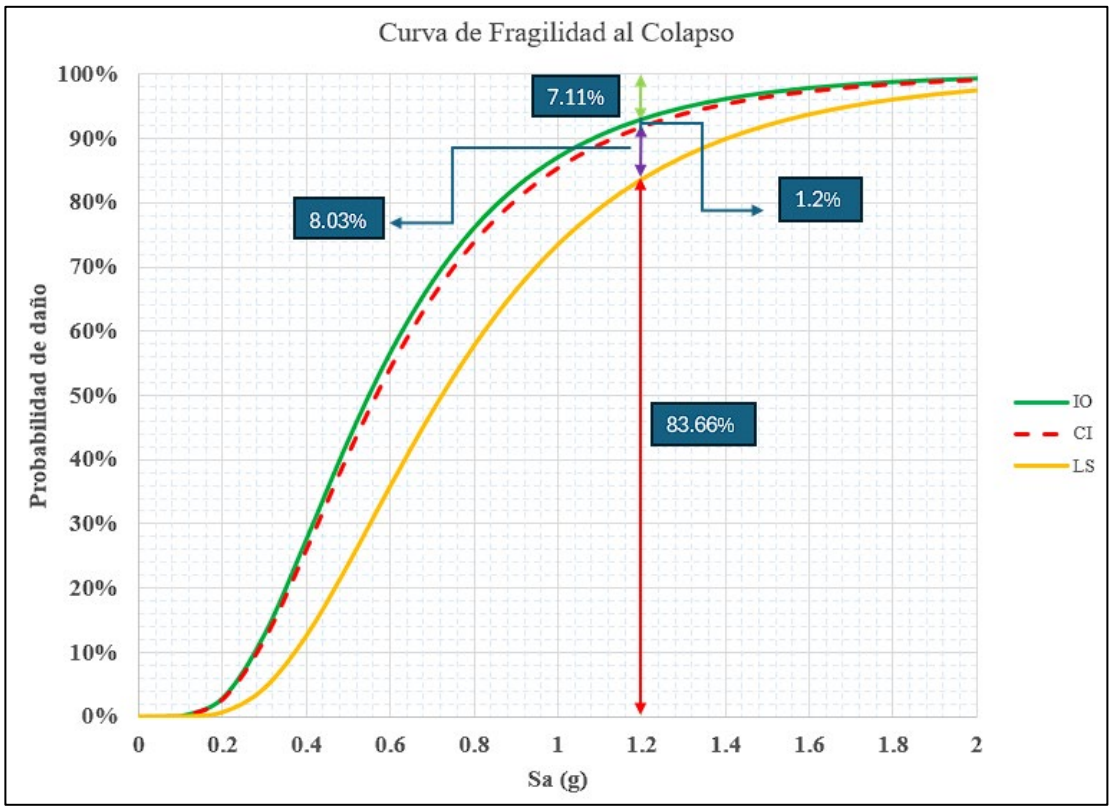


Figura 41: Curva de Fragilidad al Colapso sismo raro, EW.

De acuerdo con la figura anterior se observó que para una aceleración espectral máxima de 1.2 de la gravedad para un sismo raro, la estructura presentó un 7.11% de probabilidad de no sufrir daño o que se encuentre por debajo del nivel de ocupación inmediata (IO), un 1.2% de probabilidad de que la estructura se encuentre en un nivel de ocupación inmediata (grietas leves), y un 84.86% de probabilidad de que la estructura entre en colapso total.

Además, se estimó que la curva entre cortada color rojo indica el inicio del colapso del parqueadero. La estructura no alcanza el nivel de seguridad de vida (2%), es decir, colapsa previamente. La curva de desempeño de prevención al colapso no se dibujó ya que es la misma que la curva de desempeño de seguridad de vida.

A continuación, se obtuvo los datos tabulados para cada nivel de desempeño y su probabilidad de colapso para una aceleración máxima espectral de 1.2g para un sismo raro.

Tabla 22: Datos tabulados, probabilidad de daño EW.

IO	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.07%
0.1	0.07%
0.2	2.85%
0.3	12.69%
0.4	27.43%
0.5	42.86%
0.6	56.48%
0.7	67.49%
0.8	75.95%
0.9	82.28%
1	86.96%
1.1	90.39%
1.2	92.89%
1.3	94.72%
1.4	96.06%
1.5	97.05%
1.6	97.77%
1.7	98.31%
1.8	98.71%
1.9	99.02%
2	99.24%
2.1	99.41%
2.2	99.54%
2.3	99.64%
2.4	99.72%
2.5	99.78%
2.6	99.83%
2.7	99.86%
3.8	99.99%

CI	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.07%
0.1	0.07%
0.2	2.69%
0.3	11.92%
0.4	25.88%
0.5	40.73%
0.6	54.09%
0.7	65.09%
0.8	73.72%
0.9	80.31%
1	85.26%
1.1	88.95%
1.2	91.69%
1.3	93.73%
1.4	95.25%
1.5	96.39%
1.6	97.24%
1.7	97.88%
1.8	98.36%
1.9	98.73%
2	99.01%
2.1	99.22%
2.2	99.39%
2.3	99.52%
2.4	99.62%
2.5	99.69%
2.6	99.76%
2.7	99.80%
3.8	99.98%

LS	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0.00%
0.1	0.01%
0.1	0.01%
0.2	0.63%
0.3	4.36%
0.4	12.46%
0.5	23.61%
0.6	35.75%
0.7	47.38%
0.8	57.67%
0.9	66.35%
1	73.45%
1.1	79.15%
1.2	83.66%
1.3	87.20%
1.4	89.97%
1.5	92.13%
1.6	93.81%
1.7	95.12%
1.8	96.14%
1.9	96.94%
2	97.57%
2.1	98.06%
2.2	98.45%
2.3	98.76%
2.4	99.00%
2.5	99.19%
2.6	99.35%
2.7	99.47%
3.8	99.94%

Componente 2 (NS)

Utilizando la función de distribución lognormal acumulativa (función en Excel) y considerando factores como la desviación estándar, la media e incertidumbres por modelado y construcción se estableció unas tablas donde se especificó las probabilidades de daño del parqueadero del bloque 1 como se observa a continuación.

Tabla 23: Factores: media e incertidumbre.

	IO	CI	LS	CP
μ	0.6563	0.4961	0.6563	0.6563
β	0.5218	0.5564	0.5218	0.5218

Finalmente, se desarrolló las curvas de fragilidad al colapso para la segunda componente (NS).

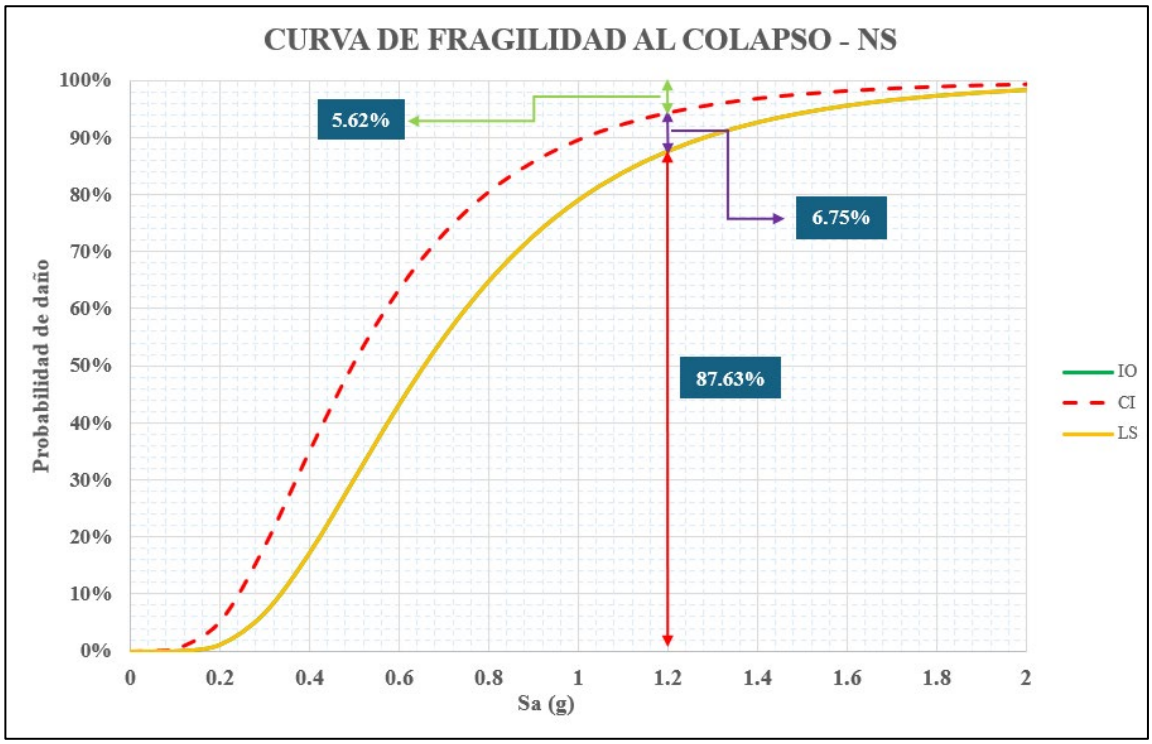


Figura 42: Curva de fragilidad al colapso – sismo raro, NS.

De acuerdo con la figura anterior se observó que para una aceleración espectral máxima de 1.2 de la gravedad para un sismo raro, la estructura presentó un 5.62% de probabilidad de no sufrir daño o que se encuentre por debajo del nivel de ocupación inmediata (IO), además, se estimó el inicio al colapso antes de alcanzar el nivel de ocupación inmediata y seguridad de vida, es decir, la estructura presentó una probabilidad de alcanzar un colapso del parqueadero del 94.38 % (6.75% + 87.63%).

Por otra parte, se estableció que la curva entre cortada color rojo indica el inicio del colapso del parqueadero. La estructura no alcanza el nivel de ocupación inmediata y

tampoco el nivel de seguridad de vida (2%), es decir, se prevé un colapso. La curva de desempeño de prevención al colapso no se dibujó ya que es la misma que la curva de desempeño de seguridad de vida.

A continuación, se obtuvo los datos tabulados para cada nivel de desempeño y su probabilidad de colapso para una aceleración máxima espectral de 1.2g para un sismo raro

Tabla 24: Datos tabulados, probabilidad de daño NS.

IO	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0%
0.1	0.02%
0.1	0.02%
0.2	1.14%
0.3	6.68%
0.4	17.14%
0.5	30.11%
0.6	43.18%
0.7	54.92%
0.8	64.79%
0.9	72.75%
1	79.02%
1.1	83.89%
1.2	87.63%
1.3	90.49%
1.4	92.68%
1.5	94.34%
1.6	95.62%
1.7	96.59%
1.8	97.34%
1.9	97.92%
2	98.36%
2.1	98.71%
2.2	98.98%
2.3	99.19%
2.4	99.35%
2.5	99.48%
2.6	99.58%
2.7	99.66%
3.8	100.0%

CI	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0%
0.1	0.20%
0.1	0.20%
0.2	5.13%
0.3	18.30%
0.4	34.94%
0.5	50.57%
0.6	63.38%
0.7	73.20%
0.8	80.48%
0.9	85.78%
1	89.62%
1.1	92.38%
1.2	94.38%
1.3	95.83%
1.4	96.89%
1.5	97.66%
1.6	98.23%
1.7	98.66%
1.8	98.97%
1.9	99.21%
2	99.39%
2.1	99.52%
2.2	99.63%
2.3	99.71%
2.4	99.77%
2.5	99.82%
2.6	99.85%
2.7	99.88%
3.8	100.0%

LS	
Sa (g)	**Probabilidad (%)**
0.001	0%
0.1	0.02%
0.1	0.02%
0.2	1.14%
0.3	6.68%
0.4	17.14%
0.5	30.11%
0.6	43.18%
0.7	54.92%
0.8	64.79%
0.9	72.75%
1	79.02%
1.1	83.89%
1.2	87.63%
1.3	90.49%
1.4	92.68%
1.5	94.34%
1.6	95.62%
1.7	96.59%
1.8	97.34%
1.9	97.92%
2	98.36%
2.1	98.71%
2.2	98.98%
2.3	99.19%
2.4	99.35%
2.5	99.48%
2.6	99.58%
2.7	99.66%
3.8	100.0%

4.3.9. Discusión

Tabla 25: Probabilidades de daños para un sismo frecuente y raro.

	SISMO FRECUENTE (72 Años)		SISMO RARO (475 Años)	
	0.74 g		1.2 g	
	EW	NS	EW	NS
Sin Daño	66.82%	51.35%	7.11%	5.62%
		9.75%		6.75%
IO	6.827%	38.90%	1.2%	87.63%
	6.12%		8.03%	
CI	20.24%		83.66%	
LS				
CP				
TOTAL	100%	100%	100%	100%

De acuerdo con la tabla 25 se observa las probabilidades de daño para dos tipos de sismos: sismo frecuente (con un periodo de retorno de 72 años) y sismo raro (con un periodo de retorno de 475 años). Además, se consideran 2 componentes de aceleración espectrales máximas horizontales: 0.74 g (asociado al sismo frecuente) y 1.2g (asociado al sismo raro), en las direcciones EW (Este-Oeste) y NS (Norte-Sur).

Comparación entre Sismo Frecuente y Sismo Raro

Sin Daño

Para un sismo frecuente, las probabilidades de que la estructura no presente daños son altas especialmente en la dirección EW (66.82%) y en la dirección NS (51.35%). Esto sugiere que la estructura tiene una mayor resistencia en la dirección EW para eventos frecuentes. Sin embargo, las probabilidades disminuyen para eventos raros (7.11% en EW y 5.62% en NS), lo que refleja que el daño es casi inevitable en eventos raros de mayor intensidad.

IO

Para un sismo frecuente, las probabilidades de que la estructura alcance el nivel de ocupación inmediata son bajas como se observa en la dirección EW (6.82%) y en la

dirección NS se observa que la estructura no alcanzó el nivel IO, es decir, el colapso de la estructura inicia mucho antes de alcanzar este nivel de daño. Esto sugiere que la dirección NS es más vulnerable a daños operacionales para eventos frecuentes. Sin embargo, las probabilidades disminuyen para eventos raros (1.2% en EW) y de igual forma que en el sismo frecuente, no alcanzó el nivel IO en la dirección NS, lo que refleja que el daño es inevitable en eventos raros de mayor intensidad.

CI, LS y CP

Para un sismo frecuente, en la dirección EW se observa el inicio al colapso (CI) desde que la estructura permanece en IO, donde la probabilidad de entrar en colapso es del 26.36% y en la dirección NS, el inicio al colapso se presenció antes de alcanzar el nivel de IO, donde la probabilidad de entrar en colapso es del 48.65%. Sin embargo, las probabilidades de alcanzar el colapso aumentan drásticamente para eventos raros (91.69% en EW) y de igual forma que en el sismo frecuente, el inicio al colapso se presenció mucho antes de alcanzar el nivel IO en la dirección NS, lo que refleja que el daño inminente en eventos raros es casi seguro, así como en los niveles de LS y CP.

Según las condiciones interpuestas al modelo y los resultados obtenidos en el análisis modal espectral para un sismo frecuente y raro, se presenció que estructura podría presentar un 98% de torsión en su segundo modo de vibración. Esto probablemente se debe a un desequilibrio en la distribución de masas y rigideces en la estructura. Asimismo, los modelos sugieren que la condición de columna fuerte y viga débil no se están cumpliendo lo cual serían las posibles causas del comportamiento de la estructura.

Adicionalmente, se destaca que las secciones de ciertos elementos estructurales indicados en la memoria de cálculo no concuerdan con las dimensiones en obra y planos, ya que las dimensiones in situ son inferiores a las manifestadas en la memoria de cálculo.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA, ANEXOS.

5.1. Conclusiones

- Tras la revisión de los planos del parqueadero del Bloque 1 y su contraste con la memoria de cálculo correspondiente proporcionados por la Universidad Técnica de Ambato, se identificó discrepancias significativas entre las secciones de las columnas diseñadas y las especificadas en los planos. Estas inconsistencias pueden afectar la capacidad y el desempeño sísmico de la estructura especialmente en escenarios símicos de alta magnitud.

- A través de un análisis dinámico espectral se observó que aparentemente la cuantía mínima de acero especificada en los planos estructurales de las columnas es insuficiente para garantizar una buena capacidad sismorresistente de la estructura.

- Por medio de un análisis de cálculo externo realizado en el software Mathcad (Ver anexos) de acuerdo con los planos estructurales se ha comprobado que el diseño no cumple con el criterio fundamental de columna fuerte - viga débil, lo que aparentemente no garantiza un adecuado comportamiento en la estructura.

- Mediante un análisis dinámico no lineal tiempo historia aplicado al parqueadero del bloque 1 de la Universidad Técnica de Ambato, se identificaron zonas vulnerables como la formación de rótulas plásticas prematuras en columnas de los pisos inferiores.

- Se desarrollaron curvas de fragilidad al colapso para el parqueadero del bloque 1 a analizados a diferentes intensidades sísmicas donde se ha establecido resultados donde la estructura presentó probabilidades de daño estructural altas tanto para un sismo frecuente (0.74g) como para un sismo raro (1.2g) alcanzado un 49% y 94% de riesgo de colapso.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda obtener más información y contrastar con los análisis no lineales empleados en esta investigación.

- En base a los resultados del incumplimiento del criterio columna fuerte viga – débil, se recomienda aumentar la sección de la columna con algún tipo de reforzamiento estructural.

- Realizar una correcta corrección y filtrado de los acelerogramas seleccionados para su posterior análisis dinámico no lineal para garantizar que los resultados sean lo más aproximados a la realidad.

5.3. Bibliografía

[1] *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. 2015. Consultado: el 24 de junio de 2023. [En línea]. Disponible en: https://cicp-ec.com/index.php/leyes-y-normativas/norma-ecuatoriana-de-la-construccion

[2] *Código ASCE/SEI 7-16*. Consultado: el 26 de junio de 2023. [En línea]. Disponible en: https://aulaseproinca.blogspot.com/2017/12/descarga-el-codigo-ascesei-7-16-pdf.html

[3] Agustín Udías Vallina, "Sismicidad y sismotectónica de América Central y del Sur", *Dialnet*, pp. 11–18, 1998.

[4] F. Cunalata, P. Caiza, F. Cunalata, y P. Caiza, "Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador", *Revista Politécnica*, vol. 50, núm. 1, pp. 55–64, sep. 2022, doi: 10.33333/RP.VOL50N1.06.

[5] P. D. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, "Estudio de peligro sísmico de ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de cuenca", *Revista de Ingeniería Sísmica*, núm. 94, pp. 1–26, jun. 2016, doi: 10.18867/RIS.94.274.

[6] R. M. González y J. M. B. García, "Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares", *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, vol. 25, núm. 4, pp. 61–71, 2010.

[7] J. Velásquez y M. Blondet, "Estimación de perdidas sísmicas mediante curvas de fragilidad analíticas", ene. 2021, Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[8] R. Ruíz y J. Beltrán, "Desarrollo de curvas de fragilidad para sistemas de distribución de agua en Chile", Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2020. Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[9] R. Sisti, L. Argiento, C. Casapulla, F. Ceroni, y A. Prota, "Empirical fragility curves for macro-elements and single mechanisms of churches damaged during the 2016-2017 Central Italy seismic sequence", *Procedia Structural Integrity*, vol. 44, pp. 1380–1387, ene. 2023, doi: 10.1016/J.PROSTR.2023.01.177.

[10] F. Vázquez-Guillén y G. Auvinet-Guichard, "Fragilidad estructural de componentes ante incertidumbres no gaussianas correlacionadas", *Ingeniería, investigación y*

tecnología, vol. 19, núm. 1, pp. 101–112, ene. 2018, doi: 10.22201/FI.25940732E.2018.19N1.009.

[11] M. R. Akhoondi y F. Behnamfar, "Seismic fragility curves of steel structures including soil-structure interaction and variation of soil parameters", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 143, p. 106609, abr. 2021, doi: 10.1016/J.SOILDYN.2021.106609.

[12] *Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA P-58*. Consultado: el 26 de junio de 2023. [En línea]. Disponible en: https://femap58.atcouncil.org/

[13] M. Samadi y N. Jahan, "Determining the effective level of outrigger in preventing collapse of tall buildings by IDA with an alternative damage measure", *Eng Struct*, vol. 191, pp. 104–116, jul. 2019, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.03.095.

[14] null null, *ASCE 41-17 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings" (Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes) de la American Society of Civil Engineers (ASCE)*. American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.

[15] F. Vázquez-Guillén y G. Auvinet-Guichard, "Fragilidad estructural de componentes ante incertidumbres no gaussianas correlacionadas", *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol. 19, núm. 1, pp. 101–112, sep. 2018, doi: 10.22201/FI.25940732E.2018.19N1.009.

[16] J. Saracho, G. Perez, y O. Dip, "Procedimiento para selección de acelerogramas para estudios de fragilidad en puentes típicos de Argentina", *Scielo*, vol. 106, pp. 76–111, 2021.

[17] K. Chang, G. Morejón, y D. Candebat, "Construcción de curvas de fragilidad para edificaciones sin información estructural en Cuba", *Ciencia en su PC*, vol. 1, pp. 86–95, 2018, Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[18] D. Flores y D. Tolentino, "Fragilidad sísmica de un puente sujeto a socavación", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 2022, Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[19] O. Galan y J. Samayoa, "Desarrollo de curvas de fragilidad y vulnerabilidad para edificaciones de mamposteria reforzada en un nivel", 2020.

[20] I. Baeza, “Determinacion de curvas de fragilidad empiricas en estructuras de albañileria chilena y nuevo indicador de daño”, 2018.

[21] M. Lopez, J. Hernandez, y Y. Osaka, “Evaluacion de vulnerabilidad de la manposteria y su adecuacion estructural”, 2021.

[22] B. F. Hidalgo-Palacios, “Terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador: calidad de la construcción y reforzamiento en Portoviejo cinco años después”, *Dominio de las Ciencias*, vol. 8, núm. 2, pp. 961–990, abr. 2022, doi: 10.23857/DC.V8I2.2686.

[23] “Cinturón de Fuego del Pacífico – SeismicKnowledge”. Consultado: el 31 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/cinturon-de-fuego-del-pacifico/

[24] P. Quinde Martínez y E. R. Angulo, “Estudio de peligro sísmico de ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de cuenca”.

[25] “El terremoto de Ambato de 1949, uno de los más destructivos de la historia de Ecuador. - Neomano.com”. Consultado: el 31 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: https://neomano.com/el-terremoto-de-ambato-de-1949-uno-de-los-mas-destructivos-de-la-historia-de-ecuador/

[26] T. Sensibilidad *et al.*, “TESIS DE MÁSTER Máster Ingeniería Estructural y de la Construcción”, 2012.

[27] “(PDF) Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB”. Consultado: el 31 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/366958572_Analisis_Estatico_No_Lineal_de_Porticos_de_Acero_empleando_OpenSees_y_CEINCI_LAB

[28] F. Vázquez y G. Auvinet, “Fragilidad estructural de componentes ante incertidumbres no gaussianas correlacionadas”, vol. 1, pp. 101-112., 2018.

[29] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, y J. E. Hurtado, “Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado”, *Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria*, vol. 29, núm. 2, pp. 63–78, 2013, doi: 10.1016/J.RIMNI.2013.04.003.

[30] L. Velastegui, J. Velastegui, y H. Chamorro, *Evaluación de vulnerabilidad sismica apoyada en tecnologias de información geografica*. Ciencia Digital , 2022. Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[31] R. Hernández, C. Fernández, y P. Baptista, *Metodologia de la investigación*, MCGRAW-HILL. 1997.

[32] M. Perez, “Estimacion de curvas de vulnerabilidad para diferentes sistemas estructurales en funcion de parametros sismicos con base en el comportamiento no lineal de estructuras”, Bogota, 2003.

[33] L. Grijalva y H. Narvaez, “Elaboracion de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre manposteria de bloques de concreto y ladrillo en Quito”, Escuela Politécnica Nacional , Quito, 2018.

[34] Z. Hernandez, *Métodos y análisis de datos*, Iberus. La Rioja , 2012. Consultado: el 26 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: https://www.unirioja.es/cu/zehernan/docencia/MAD_710/Lib489791.pdf

[35] J. Lopera, C. Ramírez, M. Ucaris, y J. Ortiz, “El método analítico”, *Scielo*, 2010, Consultado: el 26 de septiembre de 2023.

[36] J. Washington, “Diseño por capacidad partiendo de un analisis comparativo entre el metodo modal espectral y el metodo tiempo historia con el uso de acelerogramas sinteticos y la norma Ecuatoriana de la contruccion 2015; de un edificio de 9 pisos en estructura metalica”, Universidad Técnica de Ambato , Ambato, 2022.

[37] F. Hernandez, S. Saenz, I. Baeza, F. Leyton, T. Sturm, y F. Ochoa, “Curvas de Fragilidad de Estructuras de Albañilería Chilena y Nuevo Indicador de Daño”, *Research gate*, 2019.

5.4. Anexos

Procedimiento de la verificación de la primera característica (Ver sección 3.6.2.6) para la validación del análisis no lineal a emplearse.

PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN DE ANLE

- PRIMERA CARACTERÍSTICA ASCE 41-17

7.3.2 Nonlinear Procedures. Nonlinear procedures shall be permitted for all buildings. Nonlinear procedures shall be used for analysis of buildings where linear procedures are not permitted. Data collection for use with nonlinear procedures shall be in accordance with Section 6.2.

7.3.2.1 Nonlinear Static Procedure (NSP). The NSP shall be permitted for structures with all of the following characteristics:

1. The strength ratio $\mu_{strength}$, calculated in accordance with Eq. (7-31), is less than μ_{max} calculated in accordance with Eq. (7-32). If $\mu_{strength}$ exceeds μ_{max}, an NDP analysis shall be performed.

PUSH OVER X

- Cálculo de $u_{strength}$ (Ecuación 7-31, ASCE 41-17)

The strength ratio $\mu_{strength}$ shall be calculated in accordance with Eq. (7-31):

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \qquad (7\text{-}31)$$

DATOS

$V_y := 459.086$ ***tonnef***

$W := 1190.39288$ ***tonnef***

Vy (tonf)	459.086
Weight (tonf)	1190.39288

Donde:
Sa, Aceleración espectral en el periodo fundamental.
Te, periodo estructural.
Vy, es la resistencia a la fluencia del edificio en la dirección en consideración del PUSHOVER.
W, peso total de la estructura (CM+0.25CV)

Otros datos:
El valor de Sa se determina de acuerdo con Te

$T_e := 0.57$ ***s***

$S_a := 1.19 \frac{m}{s^2}$

- Para Cm, el factor Cm se obtiene de la siguiente tabla.

$Cm := 0.9$

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Entonces, se calcula $u_{strength}$, así:

$$u_{strength} := \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot Cm$$

$u_{strength} = 2.777$

- Cálculo de $u_{máx}$ (Ecuación 7-32, ASCE 41-17)

For buildings with negative post-yield stiffness, the maximum strength ratio, μ_{max}, shall be calculated in accordance with Eq. (7-32).

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \qquad (7\text{-}32)$$

Dy (m)	0.053238

$\Delta y := 0.053238\ m$ Se saca de etabs

Donde:

Δ_d, Es el valor δ_t

Δy, Desplazamiento en la fluencia efectiva.

- δ_t, Desplazamiento objetivo

7.4.3.3.2 Target Displacement for NSP. The target displacement, δ_t, at each floor level shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) and as specified in Section 7.4.3.3.1.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (7\text{-}28)$$

Para hallar δ_t, se determinan los siguientes factores:

Para C_0

$C_0 := 1.2$

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

	Shear Buildings[a]		Other Buildings
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

[a] Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Para C_1;

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response. For fundamental periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at T = 0.2 s. For fundamental periods greater than 1.0 s, C_1 = 1.0.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT^2} \qquad (7\text{-}22)$$

where

a = Site class factor;
= 130 site Class A or B;
= 90 site Class C;
= 60 site Class D, E, or F;

Table 20.3-1 Site Classi

Site Class	$\bar{v}_s$
A. Hard rock	>5,000 ft/s
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s
E. Soft clay soil	<600 ft/s
	Any profile with more than 10
	— Plasticity index $PI > 20$
	— Moisture content $w \geq 4$
	— Undrained shear strengt
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft^2 = 0.0479 kN/m^2.

donde : $a := 60$ es el factor de clase de sitio

$$C_1 := 1 + \frac{\left(u_{strength} - 1\right)}{a \cdot T_e^{\,2} \cdot \left(\frac{1}{s^2}\right)} = 1.0912$$

$T_e = 0.57\ s$ es el periodo fundamental

Para C_2;

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, C_2 = 1.0;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e}\right)^2 \qquad (7\text{-}30)$$

$$C_2 := 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{u_{strength} - 1}{T_e}\right)^2 \cdot \left(s^2\right) = 1.0121$$ COLOCAR EN ETABS

Para δ_e;

$$\delta_e := \frac{S_a}{\left(\frac{2 \cdot \pi}{T_e}\right)^2} = 0.01 \ m$$

Entonces, δ_t es:

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot \delta_e \cdot 9.81 \qquad \delta_t = 0.127 \ m$$

FINALMENTE, u_{max} es:

$\Delta y = 0.05324 \ m$

$\delta_t = 0.127 \ m$ $\qquad u_{max} := \frac{\delta_t}{\Delta y}$

$u_{max} = 2.39165$

RESULTADOS

Calculado: $u_{strength} = 2.77706$

$u_{max} = 2.39165$

donde:

ANL: Análisis no Lineal
ANLE: Análisis no Lineal Estático
ANLD: Análisis no Lineal Dinámico

ETABS:

uStrength	2.778012

Conclusion

$ANL := \text{if}\left(u_{strength} > u_{max}, \text{"SE APLICA ANLD"}, \text{"SE APLICA ANLE"}\right)$

$ANL = \text{"SE APLICA ANLD"}$

Chequeo de Columna Fuerte-Viga débil

CHEQUEO MANUAL DE COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

ACI-19 (18.7.3.2) pg. 306

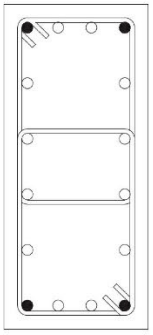
$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_{nb}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.20 \cdot \Sigma M_{nb}$$

DATOS GENERALES:

$f'c := 240 \cdot \frac{kg}{cm^2}$ $fy := 4200 \cdot \frac{kg}{cm^2}$

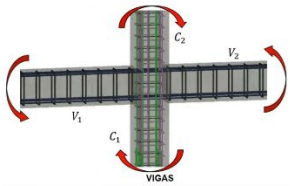
DATOS DE COLUMNA



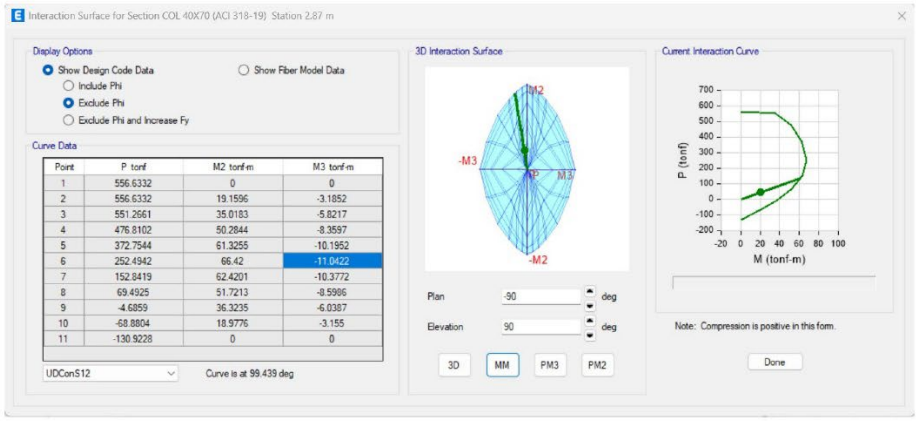
$\Phi 1_C := 20\ mm$ $A\Phi 1_C := 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (\Phi 1_C)^2}{4} \right) = 12.566\ cm^2$

$\Phi 2_C := 14\ mm$ $A\Phi 2_C := 12 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (\Phi 2_C)^2}{4} \right) = 18.473\ cm^2$

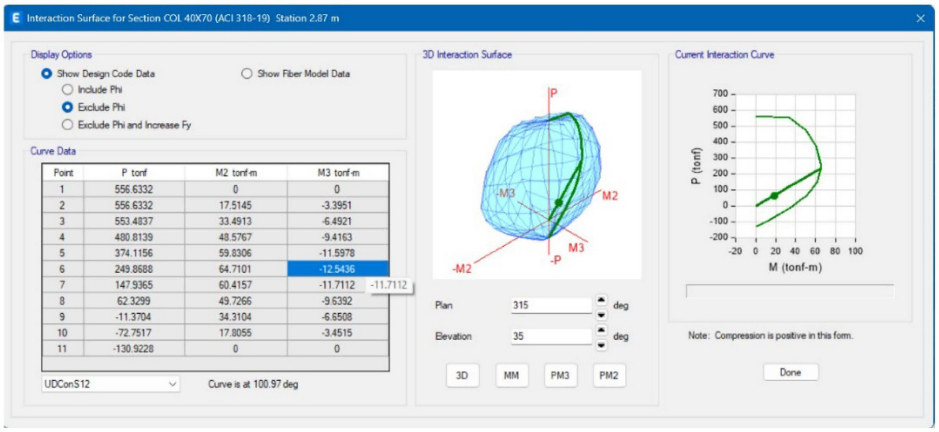
$b := 70\ cm$



$h := 40\ cm$ $Ag := b \cdot h = 2800\ cm^2$ $As_C := A\Phi 1_C + A\Phi 2_C = 31.039\ cm^2$

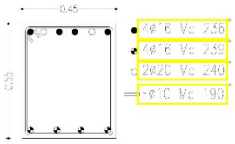


Valores de Etabs: $Mc_{SE} := 11.0422\ ton \cdot m$



Valores de Etabs: $Mc_{IE} := 12.5436\ ton \cdot m$

DATOS DE VIGA



$b_V := 45\ cm$

$h_V := 55\ cm$

$r_V := 3\ cm$

$\Phi 1_V := 16\ mm$

$\Phi 2_V := 20\ mm$

$\Phi 3_V := 16\ mm$

$\Phi E_V := 10\ mm$

$A\Phi 1_V := 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (\Phi 1_V)^2}{4} \right) = 8.042\ cm^2$

$A\Phi 2_V := 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (\Phi 2_V)^2}{4} \right) = 6.283\ cm^2$

$A\Phi 3_V := 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (\Phi 3_V)^2}{4} \right) = 8.042\ cm^2$

$$d_V := h_V - \left(r_V + \Phi E_V + \frac{\Phi 3_V}{2} \right) = 50.2\ cm$$

VIGA LADO IZQUIERDO

$Ass_{Vi} := A\Phi 1_V + A\Phi 2_V = 14.326\ cm^2$

$Asi_{Vi} := A\Phi 3_V = 8.042\ cm^2$

VIGA LADO DERECHO

$Ass_{Vd} := Ass_{Vi} = 14.326\ cm^2$

$Asi_{Vd} := Asi_{Vi} = 8.042\ cm^2$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha := 1.25$

$$a_{Vi} := \frac{Ass_{Vi} \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.267\ cm$$

$$a_{Vd} := \frac{Asi_{Vd} \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.957\ cm$$

$$M_P = 1.25 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{PVi} := 1.25 \cdot Ass_{Vi} \cdot fy \cdot \left(d_V - \frac{a_{Vi}}{2}\right) = 39.435 \ ton \cdot m$$

$$M_{PVd} := 1.25 \cdot Asi_{Vd} \cdot fy \cdot \left(d_V - \frac{a_{Vd}}{2}\right) = 22.676 \ ton \cdot m$$

$$M_V := M_{PVi} + M_{PVd} = 62.111 \ ton \cdot m$$

$$M_C := Mc_{SE} + Mc_{IE} = 23.586 \ ton \cdot m$$

$$M_C \geq 1.2 \cdot M_V$$

$$\frac{M_C}{M_V} = 0.38$$

$$CFVD := \text{if}\left(\frac{M_C}{M_V} > 1.2, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“No Cumple”}$$

Memoria de calculo

DERIVAS MAXIMAS OBTENIDAS			
NIVEL DE SISMO	DERIVAS OBTENIDAS	DERIVA MAX (VISION 2000)	OBSERVACION
SISMO FRECUENTE	0.001615	0.002	OK
SISMO OCACIONAL	0.003451	0.005	OK
SISMO RARO	0.004344	0.015	OK
SISMO MUY RARO	0.00721	0.025	OK

TABLA 7.A.- DERIVAS MAXIMAS SEGÚN LOS NIVELES DE SISMOS

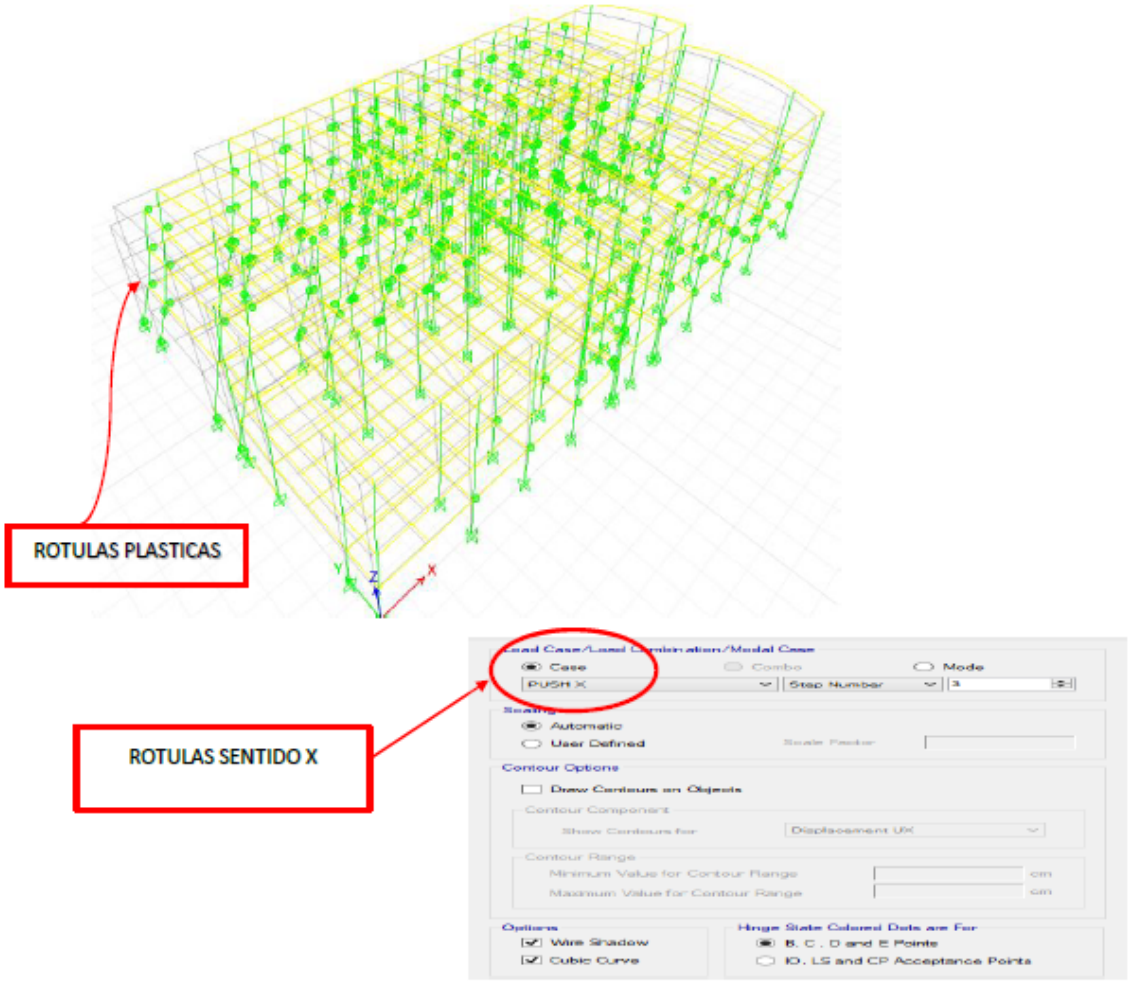


FIG. 15.- FORMACIÓN DE RÓTULAS PLASTICAS CON EL CASO "PUSHX"



FIG. 16.- FORMACIÓN DE RÓTULAS PLASTICAS CON EL CASO "PUSHY"

11. CHEQUEO DE COLUMNAS:

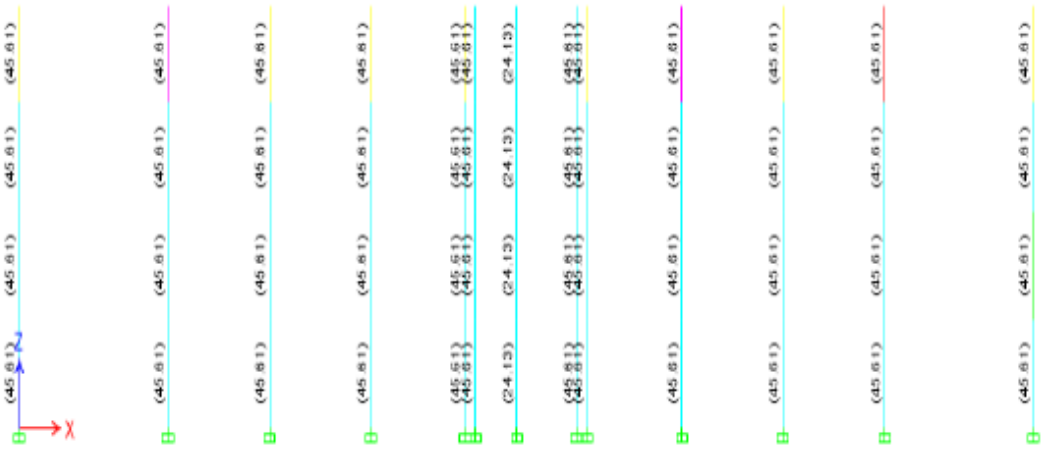


FIG. 28- FACTOR DE CAPACIDAD DE COLUMNAS



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story5	C42	COL 40X90	U3	287	342	0.6	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
40	90	6.1	2.73

Material Properties

E_c (tonf/cm²)	f'_c (tonf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/cm²)	f_{ys} (tonf/cm²)
232.379	0.24	1	4.2	4.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{Ctrl}	Φ_{Spiral}	Φ_{Tie}	Φ_{Vns}	Φ_{Vns}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-cm	Design M_{u3} tonf-cm	Minimum M_2 tonf-cm	Minimum M_3 tonf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
73.1299	199.208	2819.704	199.208	338.901	1.27	0.324

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	0.512853	1	1	1	287
Minor Bend(M2)	0.4	1	1	1	287

Shear Design for V_{u2}, V_{u3}

	Shear V_s tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v/s cm²/cm
Major, V_{u2}	11.1284	23.6559	0	7.2163	0
Minor, V_{u3}	0.7191	21.5162	0	18.5795	0

12. VIGA DEBIL NUDO FUERTE:

El chequeo se realizó para una columna central (Interior-Crítica) columna "C216" del nivel +3.42 m.

CHEQUEO DE NUDO FUERTE Y VIGA DEBIL

DIMENSIONES COLUMNA

FRENTE	40
PROFUNDIDAD	90
Hcolumna	3.42
FACTOR	1.2
DIMENSIONES DE VIGA	
BASE	45
ALTO	55
RECUB	3
F'c	240
As1	
N°	4
Ø	18
Area Acero1	10.179
As2	
N°	4
Ø	18
Area Acero2	10.179
Ømáx	18

	KG	TON	
T1	51301	51.30	
T2	51301	51.30	
M1	2524311	25.24	
M2	2524311	25.24	
Vcol		14.76	
Aj	3825		
Vj	87.84		
	TIPO	INTERIOR	
	ALFA	5.3	
	OK		
	ALFA DEFINI	5.3	OJO
Vn	314.06		
	CORTE	*OK*	
	ADHERENCIA	*OK*	
	CORTE VERTICAL	*OK*	

CAPÍTULO VI
PROPUESTA

6.1. Título

Elaborar curvas de fragilidad al colapso de todos los bloques del edificio del parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato

6.2. Descripción

El parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato es una infraestructura esencial dentro del campus, ya que cumple múltiples funciones importantes. Su diseño facilita el acceso y la movilidad de estudiantes, docentes y personal administrativo, proporcionando un espacio seguro y bien organizado para el estacionamiento de vehículos. Además, contribuye a reforzar la seguridad, ya que un sistema adecuado de parqueo ayuda a prevenir robos y accidentes dentro de las instalaciones universitarias. También optimiza la organización urbana, disminuyendo la congestión vehicular en los alrededores de la universidad y mejorando la fluidez del tráfico. Asimismo, es un recurso fundamental para el desarrollo de eventos y actividades académicas, permitiendo la recepción de visitantes, conferencistas y asistentes a reuniones institucionales. Por último, forma parte del crecimiento estructural planificado de la universidad, asegurando una expansión ordenada y funcional de sus instalaciones.

La elaboración de curvas de fragilidad al colapso para el parqueadero de la Universidad Técnica de Ambato implica el análisis y evaluación de la vulnerabilidad estructural de ese edificio en particular frente a eventos sísmicos. Las curvas de fragilidad al colapso representan la probabilidad de que una estructura alcance un determinado nivel de daño o colapso en función de la intensidad del terremoto.

Para una correcta ejecución del proyecto de investigación propuesto es necesario seguir un procedimiento adecuado para así llegar al objetivo propuesto

Recopilación de datos: Recopilar información detallada sobre las características de diseño y construcción del parqueadero tales como; planos, especificaciones de materiales, detalles de la geometría y sistema estructural utilizado.

Análisis estructural: Realizar un análisis estructural completo del parqueadero utilizando métodos de análisis estático o dinámico, dependiendo de la complejidad y características del edificio. Se consideran las propiedades mecánicas de los materiales, las cargas aplicadas y las condiciones de apoyo.

Selección de eventos sísmicos: Seleccionar una serie de eventos sísmicos representativos, que pueden basarse en registros históricos, sismicidad local o espectral de diseño

Modelado numérico: Construir un modelo numérico de la estructura utilizando software de análisis estructural adecuado. El modelo debe capturar la geometría y el comportamiento no lineal de los elementos estructurales.

Análisis no lineal: Realizar un análisis no lineal en el modelo numérico para simular el comportamiento de la estructura durante los eventos sísmicos seleccionados. Esto implica considerar la respuesta inelástica de los elementos estructurales y las conexiones.

Estimación de probabilidades: Utilizando los resultados del análisis, se calculan las probabilidades de alcanzar diferentes niveles de daño o colapso para cada evento sísmico. Estas probabilidades se utilizan para elaborar las curvas de fragilidad al colapso.

Es importante tener en cuenta que la elaboración de las curvas de fragilidad al colapso requiere un análisis detallado y preciso, así como la consideración de las condiciones específicas de la estructura y la región sísmica en la que se encuentra. Se recomienda trabajar bajo la supervisión de un ingeniero estructural calificado para asegurar resultados confiables y precisos.

6.3. Desarrollo de la propuesta

Para la realización del presente proyecto, se utilizará el software ETABS, un programa innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Es

de alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados, para lo cual se seguirá el siguiente procedimiento.

El proyecto se lo realizara en varias etapas que serán las siguientes:

Fase 1: Crear el modelo estructural.

Crea un nuevo modelo estructural. Define la geometría del Bloque del parqueadero, creación de materiales y secciones de elementos estructurales como vigas, columnas, losas y cualquier otro elemento estructural relevante.

Fase 2: Definir las cargas.

Aplica las cargas gravitacionales y cualquier carga adicional relevante, como cargas sísmicas. Para este caso, es importante considerar las cargas sísmicas específicas de la ubicación del proyecto. Se utilizará los códigos de diseño y las normas sísmicas locales para determinar estas cargas.

Fase 3: Seleccionar de registros sísmicos.

Seleccionar los registros sísmicos de diferentes bases de datos que están disponibles en la web, dichos registros a seleccionar deben cumplir los parámetros indicados en las normas locales o internacionales para el sitio de emplazamiento del proyecto. Los registros serán corregidos, filtrados, recortados y escalados considerando el espectro objetivo.

Fase 4: Calibración o Configuración del Software

Ingresar los acelerogramas previamente seleccionados, Define los parámetros como creación de casos de cargas no lineales, rotulas plásticas.

Fase 5: Análisis Dinámico No lineal Tiempo Historia

Realizar varios análisis incrementando la intensidad sísmica hasta que colapse la estructura. Por cada análisis se deberá seleccionaran los datos de desplazamiento y derivas de piso.

Fase 6: Creación de Curvas IDA

Con los datos obtenidos en la fase anterior se procederá con la creación de las curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental).

Fase 7: Creación de Curvas de Fragilidad

Se tomarán en cuenta los factores de incertidumbre indicados en la Normativa y en base a las curvas IDA se procederá con la construcción de las curvas de fragilidad al colapso las cuales sirven para cuantificar las probabilidades de daño que puede sufrir la estructura ante una intensidad sísmica dada.

6.4. Cronograma

Se establece un cronograma de ejecución de cada una de las actividades necesarias para concluir con la investigación en tiempos coherentes.

Tabla 26: Cronograma, Propuesta.

Ítem	ACTIVIDADES	MES 01				MES 02				MES 03				MES 04				MES 05			
		S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
6.1	**MODELAR LA ESTRUCTURA EN EL SOFTWARE**																				
6.1.1	Crear la Grilla																				
6.1.2	Definir unidades																				
6.1.3	Crear los Materiales y configurar los parámetros del material																				
6.1.4	Crear Secciones de vigas, columnas, y configurar propiedades																				
6.1.5	Asignar elementos al modelo																				
6.1.6	Asignación de empotramientos																				
6.2	**DEFINIR CARGAS**																				
6.2.1	Crear de Cargas Gravitacionales																				
6.2.2	Crear Cargas Sísmicas																				
6.2.3	Definir Combinaciones de Carga																				
6.2.4	Definir diafragmas																				
6.2.5	Asignar las Cargas Creadas al Modelo																				
6.2.6	Chequear el Modelo																				
6.3	**SELECCIONAR REGISTROS SÍSMICOS**																				
6.3.1	Obtener una Base de datos confiable																				
6.3.2	Ingresar los parámetros para los registros																				
6.3.3	Seleccionar Registros sísmicos																				
6.3.4	Corregir, Filtrar, Recortar y Escalar los registros sísmicos																				
6.4	**CALIBRAR SOFTWARE**																				
6.4.1	Ingresar los acelerogramas al Software																				
6.4.2	Crear Cargas No lineales																				
6.4.3	Asignar Rotulas plásticas																				
6.5	**ANALIZAR DINAMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA**																				
6.5.1	Analizar el Modelo																				
6.5.2	Incrementar la intensidad sísmica hasta que los análisis lleguen al colapso																				
6.6	**ELABORAR CURVAS IDA**																				
6.6.1	Transcribir los datos obtenidos de cada análisis y para cada incremento																				
6.6.2	Graficar las curvas IDA																				
6.7	**ELABORAR LAS CURVAS DE FRAGILIDAD**																				
6.7.1	Obtener un conjunto de puntos que intercepten con el nivel de desempeño deseado (IO, LS, CP, C)																				
6.7.2	Definir los valores de incertidumbre correspondientes en base a Normativa																				
6.7.3	Crear Curvas de Fragilidad																				
6.7.4	Definir la probabilidad de daño de la estructura para una intensidad sísmica deseada																				