

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



Evaluación de la ductilidad mediante análisis no lineal estático y análisis no lineal dinámico del edificio Juan Pablo II en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo en la ciudad de Chiclayo

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Josmel Jonson Guerrero Delgado

ASESOR

Carmen Chilon Muñoz

<https://orcid.org/0000-0002-7644-4201>

Chiclayo, 2023

**Evaluación de la ductilidad mediante análisis no lineal estático y
análisis no lineal dinámico del edificio Juan Pablo II en la
universidad católica Santo Toribio de Mogrovejo en la ciudad de
Chiclayo**

PRESENTADA POR:

Josmel Jonson Guerrero Delgado

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Jose Alberto Acero Martinez
PRESIDENTE

Segundo Guillermo Carranza Cieza
SECRETARIO

Carmen Chilon Muñoz
VOCAL

Agradecimientos

A mis padres, gracias por todo el apoyo incondicional.

INFORME DE ORIGINALIDAD

22%

INDICE DE SIMILITUD

21%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

9%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	3%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
3	www.scribd.com Fuente de Internet	1%
4	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	dokumen.site Fuente de Internet	1%
6	es.scribd.com Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
9	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%

Índice

I.	Introducción	12
II.	Marco teórico:.....	17
2.1.	Antecedentes del problema.....	17
2.1.1.	Antecedentes en el ámbito local.....	17
2.1.2.	Antecedentes en el ámbito nacional.....	18
2.1.3.	Antecedentes en el ámbito internacional.....	21
2.2.	Bases teóricas científicas.....	23
2.2.1.	Análisis lineal:.....	23
2.2.1.1.	Parámetros de la Norma Técnica Peruana E.030 [15]:	23
2.2.1.2.	Análisis estático lineal según NTP E.030:	25
2.2.1.3.	Análisis dinámico modal espectral según norma E.030.	27
2.2.2.	Análisis no lineal.	29
2.2.2.1.	Concepto y tipos de no linealidad.	29
2.2.2.2.	Procedimientos de análisis.....	31
2.2.2.3	Modelos de esfuerzo deformación.	31
2.2.2.4.	Modelos de histéresis.....	33
2.2.2.5.	Modelos de plasticidad.	36
2.2.2.6.	Ductilidad μ :	36
2.2.2.7.	Análisis no lineal estático o PUSHOVER:	37
2.2.2.3.	Análisis no lineal dinámico tiempo historia:	38
2.3.	Definición de términos básicos	39
III.	Materiales y métodos.....	41
3.1.	Tipo y nivel de investigación	41
3.2.	Diseño de investigación.....	41
3.3.	Población, muestra, muestreo	41
3.3.1.	Población.....	41
3.3.2.	Muestra.	42
3.4.	Criterios de selección	42
3.5.	Operacionalización de variables.....	43
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	43
3.6.1.	Planos estructurales y arquitectónicos	43
3.6.1.	Registros sísmicos.....	44
3.7.	Procedimientos	48
3.7.1.	Generalidades.....	48

3.7.2. Especificaciones de los materiales empleados.	49
3.7.3. Definición de los elementos estructurales	50
3.7.4. Definición de los casos de carga y el peso de la estructura.	55
3.7.4. Análisis lineal estático	56
3.7.5. Análisis lineal dinámico	58
3.7.6. Control de los desplazamientos laterales	59
3.7.7. Verificación de irregularidades.....	60
3.7.8. Sistema estructural.....	60
3.7.9. Análisis no lineal estático	61
3.7.10. Tratamiento de los registros sísmicos.....	64
3.7.11. Análisis no lineal dinámico	67
3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos	68
3.9. Matriz de consistencia.....	69
3.10. Consideraciones éticas	69
IV. Resultados y discusiones	71
4.1. Resultados	71
4.1.1. Sobre las rotulas plásticas	71
4.1.2. Del análisis no lineal estático	72
4.1.3. Del análisis no lineal dinámico	79
4.2. Discusiones.....	88
V. Conclusiones.....	91
VI. Recomendaciones	92
VII. Referencias	93
VIII. Anexos	96

Lista de tablas

Tabla 1 Factor de zona	24
Tabla 2 Factor de uso	24
Tabla 3 Clasificación del suelo	24
Tabla 4 Factor de amplificación del suelo según la zonificación.....	24
Tabla 5 T_p y T_L según el perfil del suelo	25
Tabla 6 Factor R_0 para estructuras de concreto armado	25
Tabla 7 Valores de CT.....	26
Tabla 8 Operacionalización de variables.....	43
Tabla 9 Vigas definidas para el modelo	51
Tabla 10 Columnas definidas para el modelo	52
Tabla 11 Periodos de la Estructura y Participación de la masa de cada modo.....	56
Tabla 12 Derivas por piso para ambos sentidos	59
Tabla 13 Verificación de Irregularidades.....	60
Tabla 14 Verificación del Sistema Estructural.....	60
Tabla 15 Resultados del recorte de registros.....	65
Tabla 16 Matriz de consistencia.....	69
Tabla 17 Resumen resultados del análisis tiempo historia para los sismos considerados.....	81
Tabla 18 Resultados del análisis tiempo historia para el sismo S3 escalado para diferentes valores ...	81
Tabla 19 Cuadro resumen de resultados.....	87
Tabla 20 Número de Veces de Fluencia para el Sismo S3 del IDA.....	88

Lista de figuras

Figura 1 Curvas de carga-desplazamiento para distintos análisis	13
Figura 2 Comparación entre el coeficiente sísmico C y el espectro de respuesta para el sismo de El Centro.....	13
Figura 3 Grafica esfuerzo deformación para un material dúctil.....	14
Figura 4 Mapa sísmico del Perú.....	23
Figura 5 Masa de cuerpos rígidos.....	28
Figura 6 Esquema solución del problema de la elástica.....	30
Figura 7 Curva de capacidad en modelos cíclicos y monotónicos	31
Figura 8 Diferencia en la resistencia de un concreto confinado y un no confinado	32
Figura 9 Modelo bilineal (izquierda) y trilineal (derecha) para el esfuerzo - deformación del concreto.	33
Figura 10 Modelo de Park para el esfuerzo - deformación de barras de refuerzo.....	33
Figura 11 Modelo histerético bilineal (izquierda) y de Takeda (derecha)	34
Figura 12 Modelo Histerético Q-HYST	34
Figura 13 Curvas fuerza desplazamiento para diferentes modelos.	35
Figura 14 Total de energía disipada	35
Figura 15 Modelos idealizados de elementos.....	36
Figura 16 Espectro de capacidad.....	37
Figura 17 Modelo Histérico Bilineal Simple.....	39
Figura 18 Evolución de los diagramas de tensiones (σ) y de deformaciones ($E \epsilon$) desde régimen elástico hasta el agotamiento.....	40
Figura 19 Edificio Juan Pablo II.....	42
Figura 20 Captura de la entrevista con el Arq. Antonio Urcia.....	44
Figura 21 Cuadrante “14d” de la carta geológica nacional cerca de la ciudad de Chiclayo suelo Qr-al	46
Figura 22 Sismo S1 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario reciente.....	46
Figura 23 Sismo S2 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario reciente.....	47
Figura 24 Sismo S3 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario del pleistoceno.	47
Figura 25 Ubicación de los sismos empleados.....	48
Figura 26 Definición de propiedades para el concreto (izquierda) 210 kgf/cm ² (derecha) 280kgf/cm ²	50
Figura 27 Definición de propiedades para el acero	50
Figura 28 Modelado de la viga V1	51
Figura 29 Modelado de la columna P1.....	52
Figura 30 Modelado de la placa 1	52
Figura 31 Modelado de la losa en dos direcciones, tipo Waffle.....	53
Figura 32 Vista 3D del modelo matemático.....	54
Figura 33 Vista planta del tercer nivel (planta típica)	54
Figura 34 Definición de las cargas actuantes	55
Figura 35 Definición del peso de la estructura.....	55
Figura 36 Parámetros Sísmicos de la edificación.....	56
Figura 37 Espectro de diseño para el sentido "X"	58
Figura 38 Espectro de diseño para el sentido "Y"	59
Figura 39 Definición del caso de carga por gravedad	61
Figura 40 Definición de los casos de Carga Pushover en "X" y en "Y".....	61
Figura 41 Ubicación del punto 24 punto de control en el último nivel.	62
Figura 42 Definición de las propiedades de las rotulas tipo fibra.	62

Figura 43 Definición de acero en la columna P1 a través de Section Designer	63
Figura 44 Definición de acero en la viga V1.....	63
Figura 45 Asignación de Acero en placa PL1	64
Figura 46 Procesamiento por línea base del Sismo S1 Chapén.....	65
Figura 47 Graficas de Aceleración, Intensidad de Arias y Energía para el sismo S1 Chapén	66
Figura 48 Compatibilización de Espectros.....	66
Figura 49 Definición del caso de carga para el análisis no lineal dinámico.....	67
Figura 50 Creación función tiempo historia a partir del sismo S1	67
Figura 51 Primera rotula plástica y diagrama momento curvatura de esta para pushover en "X" (arriba) y pushover en "Y" (abajo)	71
Figura 52 Distribución de rotulas en vigas vista 3d	72
Figura 53 Curva de capacidad para el análisis estático en el sentido "X"	72
Figura 54 Curva de capacidad para el análisis estático en el sentido "Y"	73
Figura 55 Ubicación de la placa PL2 en un plano planta	73
Figura 56 Diagrama momento rotación para la placa PL2 del primer nivel dirección "X".	74
Figura 57 Desplazamiento del punto de control en "X" al inicio del estado de falla de estabilidad estructural.....	74
Figura 58 Curva bilineal con desplazamiento objetivo de colapso dirección "X"	75
Figura 59 Ubicación de la placa PL1 en un plano planta	76
Figura 60 Diagrama momento rotación para la placa PL1 del primer nivel dirección "Y".	76
Figura 61 Figura 56 Desplazamiento del punto de control en "Y" al inicio del estado de falla de estabilidad estructural.....	77
Figura 62 Curva bilineal con desplazamiento objetivo de colapso dirección "Y"	77
Figura 63 Valores de desempeño para el espectro de diseño tanto en "X" (arriba) como en "Y" (abajo)	78
Figura 64 Grafica tiempo - cortante en la base para el sismo S2 Sechura en dirección X.....	79
Figura 65 Grafica tiempo - desplazamiento en la base para el sismo S2 Sechura en dirección X.....	79
Figura 66 Grafica tiempo - cortante en la base para el sismo S2 Sechura en dirección Y	80
Figura 67 Grafica tiempo - desplazamiento en la base para el sismo S2 Sechura en dirección Y	80
Figura 68 Curva IDA para el sismo S3 en la dirección "X" (arriba) y en la dirección "Y" (abajo).....	82
Figura 69 Diagrama momento rotación de la rótula definida para la placa PL2 escalado a 3.00 del espectro normal (arriba) y a 3.50 del espectro normal (abajo).....	83
Figura 70 Diagrama momento rotación de la rótula definida para la placa PL1 escalado a 3.50 del espectro normal (arriba) y a 4.00 del espectro normal (abajo).....	84
Figura 71 Curva bilineal del IDA para el sentido "X"	85
Figura 72 Curva bilineal del IDA para el sentido "Y"	86

Resumen

En la presente investigación se determinó la ductilidad del edificio Juan Pablo II ubicado en la universidad católica Santo Toribio de Mogrovejo, en la ciudad de Chiclayo, dicha edificación cuenta con 10 niveles y tiene uso educacional por lo que se define como una edificación esencial. Para ello se realizó un análisis no lineal tanto estático como dinámico, para lo cual previamente se definieron las características propias de la edificación resultado del análisis lineal de esta. Luego se procedió con el análisis no lineal con el fin de obtener por ambos medios la ductilidad de la estructura. Además, a lo largo del proceso se determinó adicionalmente la respuesta de la estructura bajo norma nacional actual, la capacidad de resistencia que tiene esta cuando incurre dentro de un comportamiento no lineal, así como la identificación de la aparición de rotulas plásticas.

Palabras clave: Ductilidad, análisis sísmico, análisis no lineal, concreto armado, rotulas plásticas.

Abstract

In the present investigation, the ductility of the Juan Pablo II building located at the Santo Toribio de Mogrovejo catholic university, in the city of Chiclayo, was determined, said building has 10 levels and has educational use, which is why it is defined as an essential building. For this, a static and dynamic non-linear analysis was carried out, for which the characteristics of the building were previously defined as a result of the linear analysis of this. Then the non-linear analysis was carried out in order to obtain the ductility of the structure by both means. In addition, throughout the process, the response of the structure under the current national standard was additionally determined, the resistance capacity that it has when it incurs within a non-linear behavior, as well as the identification of the appearance of plastic hinges.

Key words: Ductility, seismic analysis, nonlinear analysis, reinforced concrete, plastic hinges.

I. Introducción

En el transcurso del siglo pasado, alrededor del mundo, se han producido más de 1100 terremotos de gran magnitud que han generado más de un millón y medio de pérdidas humanas. [1]

Las regiones donde se han dado los sismos de mayor magnitud, son aquellas donde la placa oceánica se hunde por debajo de una placa continental, zonas de subducción. La vulnerabilidad en estas zonas es mucho mayor que en cualquier otra parte del mundo, pues los sismos ocurridos en estas han demostrado tener grandes efectos destructivos sobre centros urbanos. [2]

El borde Occidental de Sudamérica, desde una perspectiva sismológica, es poseedor del mayor potencial sísmico de la Tierra. En esta región, la actividad sísmica se debe principalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca debajo de la Sudamericana, originando solicitaciones sísmicas a diferentes niveles de profundidad y de gran magnitud, los cuales pueden llevar a producir grandes catástrofes con elevados daños tanto humanas como económicas. [3]

Es por ello que el total del territorio peruano es susceptible a aceleraciones del suelo con valores que van desde los 10% hasta el 45% de la aceleración de la gravedad (g) según lo establece la norma NTP E.030 de diseño sismo resistente. Considerando que el valor umbral para realizar un diseño es de tan solo un 4% de la aceleración de la gravedad [4], hace notorio la necesidad de un diseño sismo resistente adecuado debido al peligro sísmico al que el Perú está expuesto.

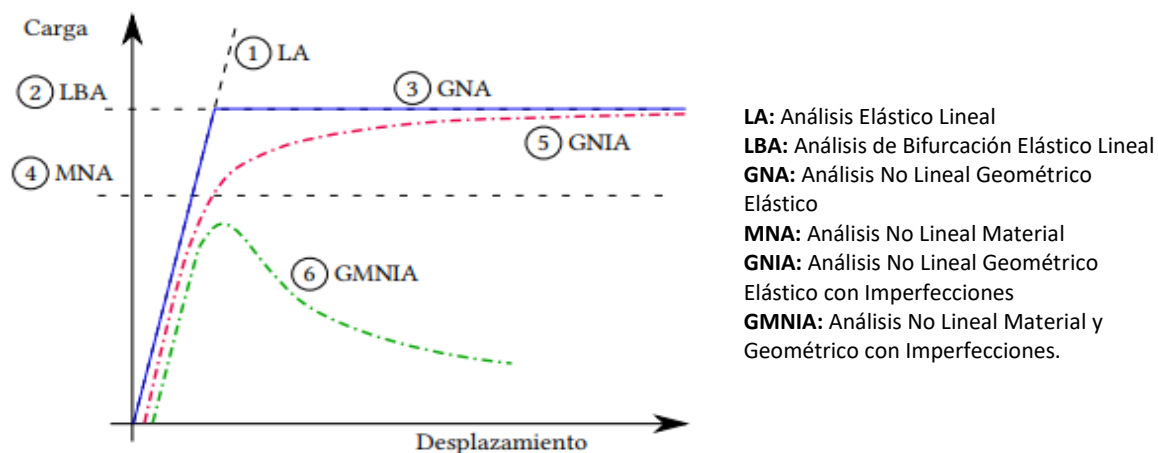
El modelo de diseño sísmico actual se basa asumiendo el comportamiento lineal de los elementos estructurales, sin embargo, como menciona Maldonado [5] “En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, esto debido a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (e. g. fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.)”

Además, es sabido que “La validez de los resultados de un análisis estructural depende de las aproximaciones de la realidad dadas por las hipótesis definidas y de la precisión de la resolución del modelo matemático correspondiente”. [6]

Es por ello que alrededor del mundo se hace cada vez más común el análisis no lineal de estructuras, es el caso por ejemplo de la EN 1993-1-6 concerniente al diseño de

estructuras metálicas en forma de cascara, en la que se hace uso distintos tipos de análisis lineal y no-lineal para determinar la capacidad de resistencia.

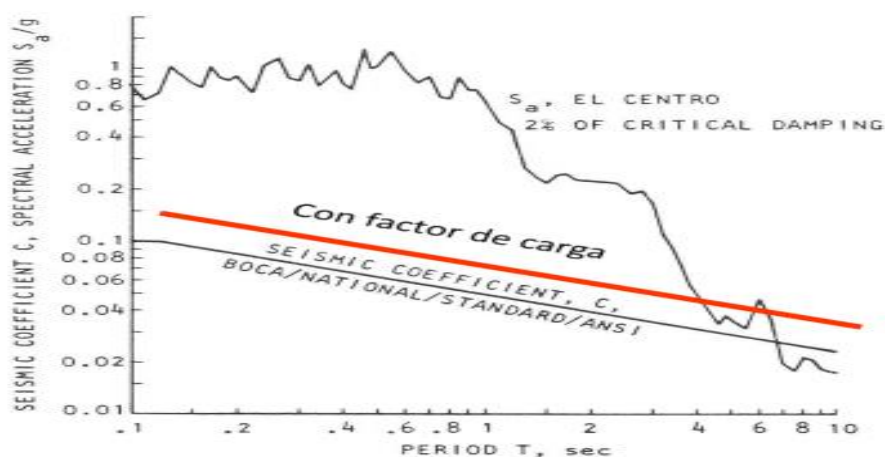
Figura 1 Curvas de carga-desplazamiento para distintos análisis



Fuente: Bruno Bazzano y Pérez Zerpa *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras 2017*

Otro punto a tener en cuenta, como menciona Monzón [7], es que, en un inicio para el diseño sísmico, los valores que se daban para el espectro de respuesta de diseño eran arbitrarios, a partir del año 1940 cuando se comenzaron a obtener espectros de respuesta de sismos reales, estos eran más de seis veces los valores asumidos y sin embargo los coeficientes asignados respondían hasta cierto punto de forma aceptablemente. Pero, ¿A qué se debía esto?

Figura 2 Comparación entre el coeficiente sísmico C y el espectro de respuesta para el sismo de El Centro

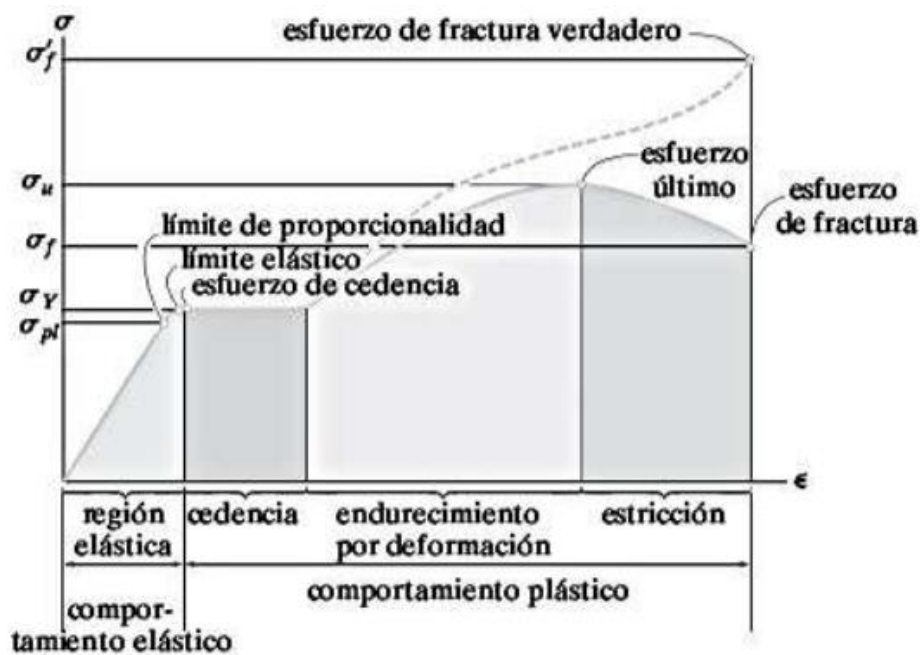


Fuente: Congreso Latinoamericano Resiliencia Sísmica de las edificaciones, Contexto de alta y baja ductilidad en edificaciones Hector Monzon Despang

Al observar la gráfica esfuerzo deformación de la [figura 3](#), se pueden apreciar claramente dos zonas bien definidas, la primera asociada a un comportamiento elástico

del material y la segunda, en el que a pesar de las deformaciones considerables el material sigue soportando esfuerzos.

Figura 3 Gráfica esfuerzo deformación para un material dúctil



Fuente: Russell C. Hibbeler, *Mecánica de materiales*. Pág. 102

Como ya se mencionó, el diseño sísmico actual se basa considerando un comportamiento lineal (elástico) de los sistemas estructurales considerando mínimamente el rango post-elástico, entonces podemos decir que el desfase existente entre los espectros de respuesta de sismos reales y los espectros de diseño son absorbidos por la capacidad post-elástica de los sistemas estructurales que al día de hoy se describe como un factor R, que en la normativa peruana es denominado coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

“Podemos denominar a un material como dúctil cuando este puede someterse a grandes deformaciones antes de fracturarse” [8]. De esto se puede decir que el comportamiento estructural adecuado de una edificación frente a una sollicitación sísmica, estará básicamente en función de este factor R, que a su vez está asociado a la capacidad de deformarse de la estructura es decir a su ductilidad.

El diseño sísmico de una edificación, según lo establece la norma ISO 3010:2017 [9], se rige bajo una base que tiene por filosofía tres puntos básicos: evitar las pérdidas humanas, garantizar la continuidad de los servicios vitales y reducir el daño a la propiedad. Filosofía adoptada dentro de sus normas por varios países entre ellos el Perú.

Antaño el diseño sísmico de una estructura se basaba en la fuerza que debía de resistir, con el paso de los años se determinó que era más útil basar dicho diseño en el desplazamiento más que la fuerza, un diseño basado en el desempeño [10]. “El nivel de desempeño describe un estado límite de daño” [11], antes que se produzcan los procesos de falla que llevan al colapso una edificación.

Como menciona Carvajal [12], el proceso de falla de los elementos estructurales durante un terremoto se da debido al aumento o concentración de esfuerzos en aquellos que tengan una capacidad limitada, esto después de ser sometidos a varios ciclos de carga y descarga, fallan y los esfuerzos se vuelven a concentrar en otro elemento, generando de este modo una serie de daños locales que reducen la estabilidad estructural en general.

Es común encontrar en edificaciones zonas débiles en las cuales se suelen presentar rótulas plásticas cuando hay solicitaciones sísmicas, esto provoca que, en estas zonas, una vez superada la resistencia elástica, generen grandes daños a la edificación incluso el colapso de esta.

Según Delgadillo [13], “el análisis no lineal estático Pushover, es una forma mediante la cual podemos obtener la secuencia de la aparición de rótulas que llevan al colapso a la estructura”. Además, Flores Barreto [14] señala que los momentos obtenidos de un análisis de carga lateral estática (Pushover) suelen ser mucho menores que aquellos inducidos en la columna resultados de un análisis dinámico, por lo que esto también debe ser revisado.

Es por todo ello que se hace necesario evaluar la respuesta que tiene una edificación durante una solicitación sísmica, determinar si la ductilidad de la edificación es la adecuada para soportar dicha solicitación, y si la edificación va a fallar, que eventualmente lo hará, conocer cómo va a fallar, todo esto con resultados acordes a la realidad.

Finalmente, es necesario dar algunas especificaciones sobre la edificación que puedan indicar la importancia que tiene este tipo de estudio sobre ella. El edificio en cuestión consta de 10 niveles, el primer piso con una elevación de 4.7m, los niveles siguientes tienen una elevación 3.75m exceptuando el último que tiene 4.25m de elevación. Dicha edificación funciona forma parte de una institución universitaria, por lo que se define como una edificación del tipo esencial, de la cual se espera su uso durante y después de situaciones de emergencia como lo es un evento sísmico. Consta de un área techada de alrededor de 1250 m², su sistema estructural es dual y en general los elementos estructurales tienen valores de $f'c=280$ kg/cm².

En la presente investigación tiene por justificación los siguientes puntos:

- Por Conveniencia: Ya que mediante el análisis no lineal se podrá determinar la respuesta de la estructura durante una sollicitación sísmica que sea acorde con la realidad, en especial cuando por la acción de sollicitaciones sísmicas severas los elementos estructurales de la edificación tengan respuestas post-elásticas, llegando hasta el punto de formar rotulas plásticas.
- Relevancia Social: La edificación en cuestión funciona como una institución educativa, que tiene un aforo total de 2446 personas entre estudiantes, docentes y personal de la institución. El desarrollo del presente será un antecedente para la evaluación de estructuras mediante este tipo de análisis, además será de ayuda para otros profesionales de ingeniería civil especializados en el área estructural que quieran elaborar este tipo de análisis, fomentando en la comunidad investigación e innovación con respecto al método de diseño que la normativa de diseño actual exige.
- Valor Teórico: La información documentada sobre la comparación entre el análisis no lineal estático y dinámico es algo escasa, además estos resultados varían según la edificación analizada, por ende, con el presente trabajo se tendrá un referente más en este tipo de evaluación con el cual en conjunto con los demás trabajos existentes se podría generalizar los resultados teniendo en cuenta un cierto tipo de irregularidades.

Por todo ello el objetivo general de la presente investigación es el evaluar la ductilidad mediante el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico de la edificación Juan Pablo II, además se considerarán los siguientes objetivos específicos:

- Recopilar y actualizar los datos acerca de los usos que se dan a los ambientes y la implementación de los nuevos ambientes.
- Obtener los registros sísmicos de tres sismos históricos ocurridos en el Perú que tengan características similares de suelo al del edificio definido.
- Realizar el análisis lineal de la edificación en base a la norma E030.
- Realizar el análisis no lineal de la edificación.
- Determinar el momento y el número de rotulas plásticas que se presentan.

II. Marco teórico:

2.1. Antecedentes del problema

Entre los diversos estudios y bibliografía relacionada con el tema:

2.1.1. Antecedentes en el ámbito local

Bravo Suclupe, Angel y Montenegro Díaz, Edwin. 2018. “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS BLOQUES B Y C DEL CONJUNTO MULTIFAMILIAR COLIBRÍ UBICADO EN LA CIUDAD DE CHICLAYO”. Tesis para obtener el título profesional: Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo

En esta tesis se evalúa el desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí ubicada en la ciudad de Chiclayo de acuerdo a las normas ATC-40 y FEMA 356. Para evaluar el desempeño mediante la ATC-40, primero se obtiene el espectro de capacidad de la estructura que a su vez se deriva de la curva de capacidad que resulta del análisis estático no lineal (Pushover) y en conjunto con el espectro de demanda, para la cual se hace uso de la NTP E.030, se determina un punto de desempeño sobre el cual se evalúa el desempeño de la estructura. Mientras que para la norma FEMA 356 se determina un máximo desplazamiento global a partir de la respuesta elástica lineal de la estructura.

De la presente tesis se concluye que:

- Los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí no cumplen con los límites de deriva establecidos por la norma de diseño sismo resistente E-030-2016 que se debe principalmente a la configuración estructural que origina torsión.
- Los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí no cumplen con los objetivos de desempeño propuestos en una evaluación de su desempeño sísmico, aplicando las normas ATC-40 y FEMA 356.

Disponible en: <http://repositorio.unprg.edu.pe/handle/UNPRG/3244>

Barboza Estela, Ronal. 2018. “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO ÁNGEL DIVINO UBICADO EN LA CIUDAD DE CHOTA, PROVINCIA DE CHOTA, REGIÓN CAJAMARCA”. Tesis para obtener el título profesional: Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo

En esta tesis se evalúa el nivel de desempeño aplicando la metodología propuesta por el ATC-40 y FEMA, en una edificación de 12 niveles ubicada en la ciudad de Chota (Cajamarca). La obtención de la curva de capacidad, necesaria para esta evaluación, se obtuvo mediante el análisis no lineal estático (pushover) haciendo uso del programa Etabs. También se hace el modelamiento estructural induciendo rotulas plásticas, se evalúa el nivel de daño de la estructura y se determina el punto de performance o comportamiento post-sismo buscado para la edificación.

- El nivel de desempeño “Seguridad de vida” establecido para esta edificación de acuerdo a la norma ATC-40, no es alcanzado, del análisis se obtuvo que se llega al nivel de desempeño de “Prevención de Colapso”.
- Resultado del análisis histerético de la estructura se ha considerado un amortiguamiento viscoso de $\beta_{eff} = 9.23\%$, teniendo en cuenta que la norma E.030 considera un 5% de amortiguamiento elástico, este factor es considerable.
- En el sentido X, el punto de fluencia está dado para un desplazamiento de 10.89 cm, la cortante basal con la que se alcanza el punto de fluencia es de 360.91 Tn y para el sentido Y se tiene 2.27 cm. Y 141.68 Tn respectivamente.
- El colapso estructural se produce para un desplazamiento equivalente a 19.25 cm en el sentido X y de 14.17 cm el otro sentido de análisis, asimismo los valores de la cortante en la base son 550.93 Tn y 600.43 Tn respectivamente.

Disponible en: <http://repositorio.unprg.edu.pe/handle/UNPRG/3833>

2.1.2. Antecedentes en el ámbito nacional

Lopez Pazos, Cesar y Miranda Huamán, Jilmer. 2015. “EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974 EN EL DISTRITO DE CERCADO DE LIMA”. Tesis para obtener el título profesional: Universidad Ricardo Palma.

Se evalúa la capacidad estructural de los pórticos principales de un Centro Comercial, para lo cual se determinan las fuerzas sísmicas que generan los sismos de 1966, 1970 y 1974. Esto mediante el análisis no lineal estático, incrementando un patrón de cargas obtenidos a partir un análisis estático de fuerzas equivalentes según la norma NTP E.030 (2006).

Del análisis se concluye:

- Que los pórticos del centro comercial no tienen la capacidad estructural suficiente para resistir la fuerza de los sismos señalados.

- El análisis tiempo historia indican que para cada sismo el comportamiento y la respuesta de los pórticos es diferente.
- Para que se garantice la estabilidad estructural debe predominar las deformaciones en las vigas antes que en las columnas.
- Se requiere de un mayor número de sismos para obtener datos estadísticos aplicables.

Disponible en: <http://cybertesis.urp.edu.pe/handle/urp/1246>

Calcina Peña, Ramón Manuel. 2017. “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL”. Tesis de Maestría con mención en estructuras: Universidad Privada de Tacna.

En esta tesis se evalúa el desempeño de la edificación a través del análisis no lineal estático y dinámico haciendo uso del programa ETABS, con el fin de hallar las zonas débiles en la estructura. También se ha realizado el análisis por desempeño de acuerdo a las normas FEMA 273 y ATC-40.

Algunas conclusiones del estudio:

- Con el paso del tiempo se hará cada vez más común el diseño de edificaciones teniendo en cuenta las características post-elásticas del material.
- El análisis no-lineal estático y dinámico, se utiliza para observar el daño en la estructura, a través de la observación de las deformaciones de los elementos, y mediante una evaluación, juzgar si dichas deformaciones son aceptables, por medio de niveles y rangos de desempeño.
- Es a través del análisis no lineal que se puede determinar si es aceptable o no la respuesta de una edificación frente a una sollicitación, evaluar el daño a través de su curva de capacidad.
- Los primeros elementos en disipar la energía cuando se incursiona en el rango post-elástico son las vigas cortas o de acople, presentándose en estas las primeras rotulas plásticas.
- Conforme la estructura va incursionando en el rango post-elástico a través de ciclos de carga y descarga, la rigidez de los elementos estructurales se va degradando.

Disponible en: <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/499>

Delgadillo Alanya, Julio E. 2005, “ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE ESTRUCTURAS Y LA NORMA E-030”. Tesis de Maestría: Universidad Nacional de Ingeniera.

En este trabajo se evalúa el nivel de daño en la estructura cuando es sometido a sollicitaciones, a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal estático. Se determinan la ubicación y el orden de aparición de las rotulas plásticas teniendo en cuenta un análisis plástico de primer orden. Luego de ello se determina el espectro de capacidad y el espectro de demanda propuesto por el ATC-40, considerando de base para ello la demanda sísmica estipulada por la norma peruana E-030. Finalmente, también se determina la demanda de acuerdo con lo establecido por FEMA 356.

Entre las conclusiones de este estudio se tiene que:

- La secuencia de aparición de las rotulas se puede determinar mediante un análisis pushover.
- Los límites de aceptación establecido por el FEMA 356 y el ATC-40 se determinan a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal estático.
- Para realizar el análisis no lineal estático se debe partir de una estructuración ya establecida, de la cual se evaluará su desempeño.
- Se determinó en 7 la cantidad de elementos verticales que tienen un comportamiento inelástico inaceptable.

Disponible en: <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/766>

Flores Barrueto, Teodorico Manuel. 2003. “ESTUDIO DEL CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO”. Tesis de posgrado: Pontificia Universidad Católica del Perú.

En este trabajo se busca determinar un valor del factor de distribución de momentos (FDM), que permita controlar la formación de articulaciones plásticas en columnas, así como generalización para ser usado en el diseño de pórticos de concreto armado.

Para este estudio se han analizado 19 estructuras aporticadas de 2 a 20 pisos, con igual planta rectangular. Además, como excitación sísmica se utilizan los registros de sismos ocurridos en el Perú 1966, 1970 y 1974 normalizados con una aceleración máxima igual a 0.4g.

Entre las conclusiones del estudio se tiene que:

- Existen una distribución inesperada del momento flexionante durante el análisis dinámico no lineal que no se presentan cuando se realiza la carga lateral estática de acuerdo a la NTP E.030
- Los modos superiores de vibración tienen un efecto directo en los momentos flexionantes de los elementos verticales, cuando se produce una sollicitación sísmica.
- Con excepción de los niveles extremos de una edificación y los puntos de unión viga columna donde las vigas son mucho más flexibles, se suelen formar puntos de inflexión a la mitad de los elementos verticales.
- En algunas ocasiones la inflexión en los elementos verticales resultados del análisis tiempo historia post elásticos, se encuentra próximo a la unión viga columna, algunas veces ocasionando que este se encuentre en curvatura simple.

Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/67>

2.1.3. Antecedentes en el ámbito internacional

Calle Guaraca, Francisco Javier y Feijoo Guevara, Bernardo Andrés. 2017. “ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL “DARÍO MACHUCA PALACIOS”, MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL”. Tesis para la obtención de título: Universidad de Azuay - Ecuador.

En esta tesis se habla sobre el análisis no lineal dinámico echo a cuatro pórticos del hospital a través del software Open Sees del cual se obtuvieron las máximas derivas y se comparó con las Norma Ecuatoriana de la Construcción. Se utilizaron para el análisis tres registros sísmicos con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, cuyo espectro de diseño tiene 2% de excedencia en 50 años y considerando una amortiguación del 3%. En esta tesis también se propone el reforzamiento y las medidas de mitigación a tomar en base a las normas FEMA 356, ACI 440.2r-08 y ACI 318, 2011.

Algunas conclusiones de la presente:

- La edificación se encuentra en un estado vulnerable, principalmente debido a errores en el diseño en el cual no se tiene en cuenta los principios de columna fuerte, viga débil y unión fuerte.
- Las derivas en la edificación están alrededor del 3%, lo que indica que la edificación es muy susceptible a daños durante una sollicitación sísmica.

- A través del empleo de aisladores elastoméricos, se aumenta el periodo fundamental de la estructura, haciendo de estos aisladores una opción para mitigar el impacto por una sollicitación sísmica.
- En análisis de costos se determinó que los aisladores representan el 5% del costo directo de la edificación.

Disponible en: <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/7242>

Peralta Alvarez, Máximo. 2012. “ANALISIS ESTATICO NO LINEAL Y ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA”. Tesina de Master:

Universidad Politécnica de Cataluña.

En este trabajo se analiza la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de un hospital de 4 pisos ubicado en la ciudad de Vielha (España), además se evalúa el daño sísmico. Para ello se realiza el análisis no lineal estático, tanto el clásico como el adaptativo, y el análisis no lineal dinámico considerando para este el sismo de Lorca escalado al 20% de la aceleración.

Entre las conclusiones de este estudio se tiene que:

- Cuando se analiza estructuras asimétricas y los datos obtenidos tanto por el pushover clásico y el análisis no lineal dinámico, se puede afirmar que el primero resulta deficiente.
- Cuando se considera la participación de los modos superiores de vibración al momento de definir las cargas laterales en el análisis estático, se obtiene una respuesta más cercana a realidad.
- El daño sísmico varía de forma considerable según el ángulo de entrada del sismo con respecto a la edificación.
- El daño estructural se ve fuertemente influenciado por el ángulo de entrada en el que es asignado la sollicitación sísmica.
- El daño a la edificación que se obtiene de un análisis “pushover” clásico varían notablemente de los obtenidos de un ADNL, el “pushover” adaptativo aproxima mejor los daños que sufre la estructura en comparación con los resultados obtenidos de un ADNL.
- El daño calculado a partir del análisis no lineal dinámico tiene importantes variaciones al compararse con el análisis pushover clásico, sin embargo el pushover adaptativo presenta una respuesta más cercana al ADNL.

Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/17872?show=full>

2.2. Bases teóricas científicas

Cuando se quiere realizar el análisis de alguna estructura lo que se busca es, mediante un proceso sistemático, obtener las características del comportamiento resultante como las fuerzas en los elementos y los desplazamientos de ellos, teniendo en cuenta un determinado patrón de cargas a las que se encuentra sometida dicha estructura. También es necesario considerar los esfuerzos internos propios de la estructura, acordes al tipo de análisis que se desea realizar. [14]

La normatividad existente plantea el análisis de edificaciones básicamente sobre el rango elástico de los elementos resistentes, y con ello no se quiere decir que se ha dejado de lado el comportamiento no lineal en el que incurren los materiales cuando la estructura es sometida a cargas que lo pueden llevar a ese estado, sino más bien en orden de simplificar los cálculos, se tienen en cuenta valores específicos que incorporan las características del comportamiento no lineal de la estructura, tal es el caso del coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R presente a varias normas a nivel internacional.

La norma peruana E.030 de Diseño Sismo resistente, norma base que se utilizara para el presente trabajo, contempla además del factor R mencionado otros factores que serán necesarios definir previamente.

2.2.1. Análisis lineal:

2.2.1.1. Parámetros de la Norma Técnica Peruana E.030 [15]:

Z. Factor de zona: Está definido según la zona en la cual se encuentra el proyecto, la zonificación se plantea acorde a la distribución de los sismos observados a nivel nacional, las características de estos y como estos se ven menguados en función de la distancia epicentral. El factor Z representa un porcentaje de la aceleración de la gravedad, y corresponde a la aceleración máxima horizontal de un suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.



Figura 4 Mapa sísmico del Perú
Fuente: NTP E.030

Tabla 1 Factor de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: NTP E.030

U. Factor de uso o importancia: Con valores de acuerdo a:

Tabla 2 Factor de uso

CATEGORÍA	FACTOR U
A. Edificaciones Esenciales	1,5
B. Edificaciones Importantes	1,3
C. Edificaciones Comunes	1,0
D. Edificaciones Temporales	Criterio Proyectista

Fuente: NTP E.030

S. Factor de amplificación del suelo: Este parámetro se basa en los tipos de suelos y para ello se considera la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, en el caso de suelos granulares se puede considerar también, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} que se obtiene a partir de un ensayo de penetración estándar (SPT), además se puede utilizar el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada en suelos cohesivos.

Tabla 3 Clasificación del suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0 : Roca dura	> 1500 m/s	-	-
S_1 : Roca o suelos muy rígidos	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 1500 kPa
S_2 : Suelos Intermedios	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100kPa
S_3 : Suelos Blandos	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4 : Condiciones excepcionales	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: NTP E.030

Tabla 4 Factor de amplificación del suelo según la zonificación.

ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: NTP E.030

C. Factor de amplificación sísmica: Este factor se interpreta como la relación entre la aceleración estructural y la aceleración en el suelo.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Tabla 5 T_p y T_L según el perfil del suelo

	Perfil suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: NTP E.030

R. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica: Se determina como el producto de R_0 que se obtiene de la [tabla 6](#) y I_a , I_p correspondientes a los factores de irregularidad en altura y en planta respectivamente (para detalle de estos factores revisar NTP E.030 tablas 8 y 9, así como las limitaciones indicadas en la tabla 10). R_0 está dada según el tipo de sistema estructural.

Tabla 6 Factor R_0 para estructuras de concreto armado

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: NTP E.030

2.2.1.2. Análisis estático lineal según NTP E.030:

El análisis estático se restringe para la zona sísmica 1, en otras zonas solo se emplea para edificaciones regulares que no superen los 30 m de altura y en el caso de muros

portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada que no se supere los 15m. Este tipo de análisis se realiza asignando fuerzas en el centro de masas de cada nivel, fuerzas que representan a las fuerzas sísmicas, dicho centro de masas debe tener a su vez tres grados de libertad, dos correspondientes a desplazamientos laterales en un plano en planta y el giro en ese mismo plano (U_x , U_y , R_z). Además de tres restricciones, el desplazamiento vertical y los giros tanto en “x” como en “y” (U_z , R_x , R_y). Otra consideración a tener en cuenta en edificaciones es que el centro de masas está dado a nivel de la losa la cual debe actuar como un diafragma rígido.

Para realizar el Análisis Estático se tiene que determinar la fuerza cortante en la base mediante:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad \text{Verificando que: } \frac{C}{R} \geq 0.11$$

A partir de ahí determinar la distribución de la fuerza sísmica en altura, para ello la fuerza sísmica horizontal en cualquier nivel i se calcula como:

$$F_i = \alpha_i . V$$

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

Donde:

P_i = Peso del nivel "i"

h_i : altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno

$k = 1$ para $T \leq 0,5$ seg

$k = (0,75 + 0,5T) \leq 2,0$ para $T > 0,5$ seg

T : Periodo fundamental de vibración

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

h_n : altura total de la edificación

C_T : coeficiente para estimar periodo fundamental de un edificio

Tabla 7 Valores de C_T

$C_T = 35$	Pórticos de concreto armado sin muros de corte
$C_T = 45$	Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
$C_T = 60$	Edificios de albañilería y de concreto armado tipo duales, de muros estructurales y MDL.

Fuente: NTP E.030

Además, se tiene que tener en cuenta para la estimación del peso que esta se determinara como la suma de la carga permanente y un porcentaje de la carga viva, sobrecarga que corresponda a la ocupación de acuerdo a la norma E.020.

Dicho porcentaje será según como prosigue:

- a) Edificaciones categorías A y B, se toma el 50%.
- b) Edificaciones categoría C, 25%.
- c) Depósitos, 80% del peso total almacenable.
- d) Azoteas y techos, 25%.

2.2.1.3. Análisis dinámico modal espectral según norma E.030.

El hablar de un análisis dinámico involucra que el desplazamiento de la estructura va a variar a lo largo del tiempo, además, como el nombre lo sugiere, este tipo de análisis es resultado de realizar el análisis modal de una estructura sobre un determinado espectro de respuesta. Del análisis modal de la estructura se obtiene el periodo de vibración y el porcentaje de la masa participante. Con respecto al análisis espectral se obtendrá los desplazamientos laterales, así como las fuerzas internas (axiales, cortantes y momentos) que se producen en los elementos estructurales.

Un sismo es un movimiento caótico no constante en el tiempo, que se idealiza como una vibración forzada, debido a una fuerza externa. El análisis modal se puede entender como el análisis en vibración libre de la estructura, el cual dependerá de las características propias de la estructura y su interacción, definidas básicamente a partir de la masa y rigidez, que a su vez dependen del material y la geometría empleada.

Considerando un estado inicial que ya ha sido perturbado, la masa sería la que induce al movimiento y la rigidez es la que se opone a ella, es decir a la deformación lateral.

Como ya se mencionó, la idealización suele considerar diafragmas rígidos donde se acumula la masa y que consta de tres grados de libertad. La masa asociada para los movimientos de traslación es la masa misma del elemento, pero para la rotación la masa está dada por la siguiente ecuación:

$$\tilde{m} = mJ_o/A$$

Donde:

\tilde{m} = masa rotacional

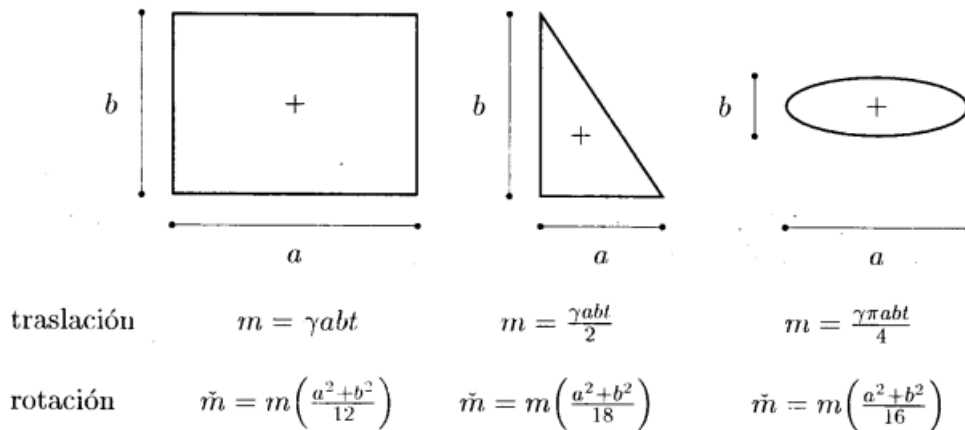
m = masa del elemento, producto de su peso específico y su volumen

J_o = momento polar de inercia el cual se puede tomar como $I_x + I_y$

A = área del elemento

En elementos regulares lo anterior se puede simplificar a:

Figura 5 Masa de cuerpos rígidos



Fuente: J. Hurtado – Introducción a la dinámica de estructuras [16]

Donde:

$$\gamma = \text{peso específico} \quad t = \text{espesor}$$

El movimiento que describe la estructura, una vez perturbado, es oscilatorio por lo que tiene un periodo de vibración asociado como cualquier otro movimiento de este tipo. Se puede definir el periodo como el tiempo necesario para realizar un ciclo completo de movimiento. Además, se tiene que tener en cuenta que la estructura no posee un único patrón de movimiento (modo de vibración), y que para cada modo de vibración tiene un periodo asociado correspondiente.

Los dos primeros modos suelen corresponde a movimientos de traslación en “x”, luego en “y”, el modo tres debido a torsión, los modos cuatro y cinco debido a la combinación de traslación y flexión. Ahora bien, a cada modo de vibración se le puede asociar una deformación máxima correspondiente, sin embargo, debido a la no simultaneidad de los valores máximos se debe establecer por métodos estadísticos y conceptos de vibraciones aleatorias, una forma adecuada de combinación. La norma E.030 permite realizar una Combinación Cuadrática Completa (CQC), o determinar la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS). Utilizar uno u otro depende en esencia de la separación entre las frecuencias naturales obtenidas, si son muy separadas se puede usar la SRSS, sin

embargo, entre más corta sea dicha separación la estimación de la respuesta máxima no es la más adecuada, por lo que se usa una CQC, que no tiene ese inconveniente. [17]

La norma E.030 también establece que: “se deben tomar en cuenta aquellos modos de vibración en la que la suma de las masas efectivas sea al menos el 90% de la masa total, además se tomaran como mínimo los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis”

El espectro de pseudo-aceleraciones (S_a), a usar está definido por:

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

Según la norma E.030, se tiene que para un análisis en la dirección vertical se puede emplear un espectro valores iguales a los 2/3 del empleado para la dirección horizontal, además se considerara valores de C para periodos menores a $0,2T_p$ como:

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

Finalmente se debe tener en cuenta que el cortante dinámico no debe ser menor al 80% en edificaciones regulares y al 90% en irregulares, en cuyo caso se escalaran todos los resultados excepto los desplazamientos.

2.2.2. Análisis no lineal.

2.2.2.1. Concepto y tipos de no linealidad.

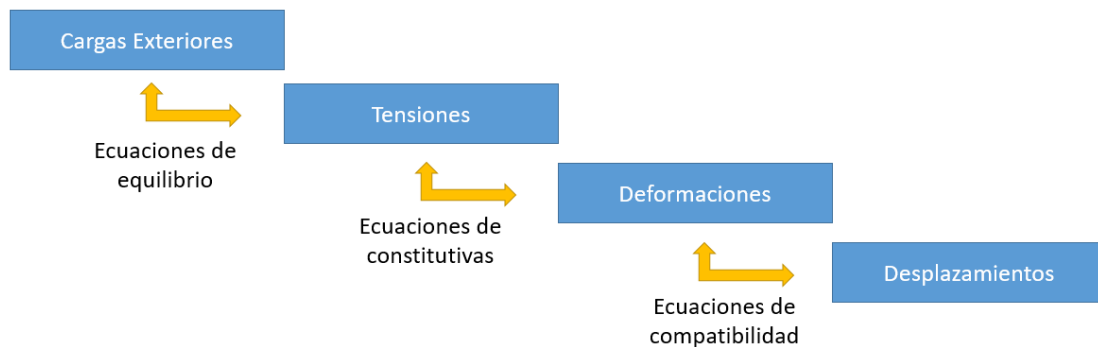
En la [figura 3](#) también se puede diferenciar dos zonas, una en la que la deformación es proporcional a los esfuerzos a los que es sometido el material, característica denominada elástica, y una zona donde los esfuerzos y deformaciones no se corresponden en forma lineal, lo que se denomina inelástico, plástico o post-elástico.

Hablamos de no linealidad o podríamos decir que se está en ella cuando las deformaciones de los elementos ya no se correspondan de una forma lineal con los esfuerzos a los que son sometidos, en otras palabras, una ecuación lineal de primer grado no es suficiente para relacionar la deformación y los esfuerzos. Ahora bien, se puede incurrir en varios tipos de no linealidad.

Ahora bien, el problema elástico consiste en obtener las tensiones, deformaciones y desplazamientos que sufre un elemento que ha sido sometido a una serie de cargas. [18] La resolución del problema elástico da como resultado las ecuaciones de equilibrio, ecuaciones constitutivas y las ecuaciones de compatibilidad las cuales se usan de base

para resolver varios problemas tanto en ingeniería como en otras ramas, siempre que, se trabaje en un rango elástico. Estas ecuaciones se relacionan conforme el siguiente esquema.

Figura 6 Esquema solución del problema de la elástica



Fuente: Elaboración propia

A partir de esto se puede definir los siguientes tipos de no linealidad.

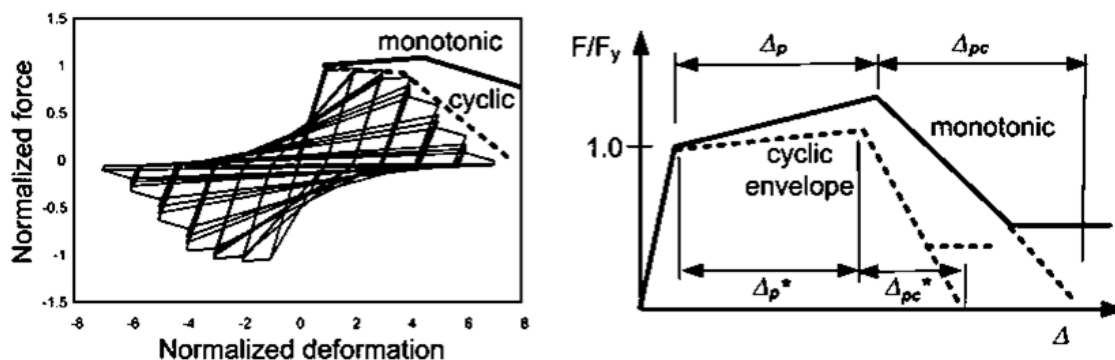
- **No linealidad física.** También llamada no linealidad del material que se da cuando la relación entre tensiones y deformaciones, dadas a través de las ecuaciones constitutivas, no es lineal, por lo que varía para diferentes tipos de carga. [19]
- **No linealidad geométrica.** Se da cuando se producen grandes desplazamientos para pequeñas deformaciones, por lo que no se cumplen las ecuaciones de compatibilidad establecidas. [20]

Además, existen otros tipos de no linealidad, como suele ser la no linealidad constructiva pero que se relacionan más con el cambio en las condiciones de borde o debido al que el elemento comienza a presentar características por las cuales deja ser continua.

Cada vez que se trabaje teniendo en cuenta criterios que tomen en consideración características del rango no elástico, se estará dentro del campo de la Plasticidad en la que se suelen tener dos modelos habituales. Uno de ellos es con endurecimiento isótropo y el otro considera un endurecimiento cinemático, la [figura 3](#) representa el primer modelo donde un elemento se ha sometido a tracción usando una carga monotónica mientras que en el segundo la carga es cíclica en el que se tiene en cuenta el endurecimiento cinemático

que sufre el material y que no se aprecian en análisis estático [21], como se puede apreciar en la [figura 7](#).

Figura 7 Curva de capacidad en modelos cíclicos y monotónicos



Fuente: *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design* [21]

2.2.2.2. Procedimientos de análisis.

A lo largo de la última década, se han publicado una serie de códigos en los que se describen procedimientos para el análisis no lineal de estructuras de concreto, entre ellos los del FEMA 440, el ATC 40 o el ASCE 41 en los que se consideran principalmente dos procedimientos de análisis, el análisis no lineal estático comúnmente conocido como PUSHOVER y el análisis no lineal dinámico.

El análisis no lineal estático se puede desarrollar mediante dos métodos uno de ellos el método de los coeficientes que se menciona tanto en ASCE 41 como en el FEMA 440 y el otro es el método de espectro de capacidad que se puede encontrar tanto en ATC 40 como en el FEMA 440.

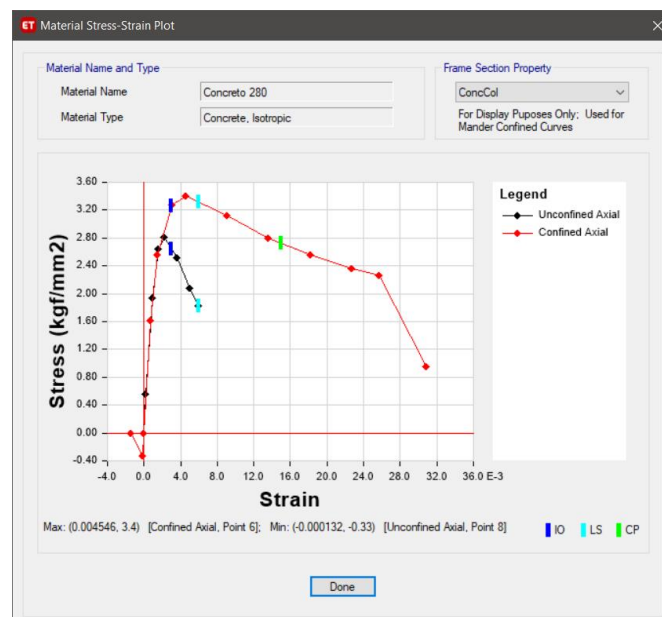
Con respecto al análisis no lineal dinámico se emplea el método tiempo historia en el cual se hace uso de registros sísmicos de los cuales se obtiene un espectro de pseudo aceleración que se amplifica con el fin de que los valores espectrales sean acordes, en comparación con el espectro de diseño, podemos encontrar consideraciones del análisis en ASCE 41.

2.2.2.3 Modelos de esfuerzo deformación.

Los elementos estructurales de una edificación al ser sometidos a esfuerzos se deforman. La deformación implica el cambio de la forma y el tamaño del cuerpo. Aunque en una edificación las deformaciones son muy pequeñas en situaciones normales, durante una sollicitación sísmica considerable los elementos estructurales son sometidos a elevados esfuerzos que generan grandes deformaciones en los elementos estructurales. La relación esfuerzo-deformaciones varían dependiendo del material, por ejemplo, entre el acero y el concreto, el acero es un material muy deformable en comparación del concreto.

En el concreto existe una clara diferencia en el comportamiento que tendrá según como este confinado, pues un buen confinamiento del núcleo del hormigón asegura una rotación plástica adecuada permitiendo que durante grandes curvas la resistencia a flexión sea la esperada [22], como se puede apreciar en la [figura 8](#) un concreto confinado aparte de resistir mayor esfuerzo puede disipar una gran cantidad de energía en comparación de un modelo sin confinar. El modelo de Mander es un modelo muy utilizado que baso su diseño en el uso de Poliméricos Reforzados con Fibras (FRP) y se encuentra presente en varios softwares de diseño tanto para concreto confinado y no confinado.

Figura 8 Diferencia en la resistencia de un concreto confinado y un no confinado

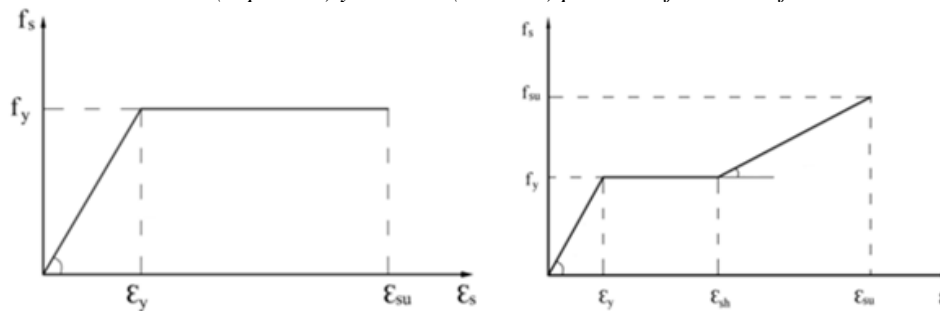


Fuente: Software Etabs

Para el acero existen varios modelos que se han ido desarrollando, para describir de una forma simplificada la gráfica que se observa en la [figura 3](#), están aquellos que simplifican el modelo como son el modelo Elastoplástico perfecto donde se considera una rigidez elástica y a partir del esfuerzo de fluencia la gráfica se mantiene constante para deformaciones posteriores, también se tiene el modelo trilineal donde después de la zona

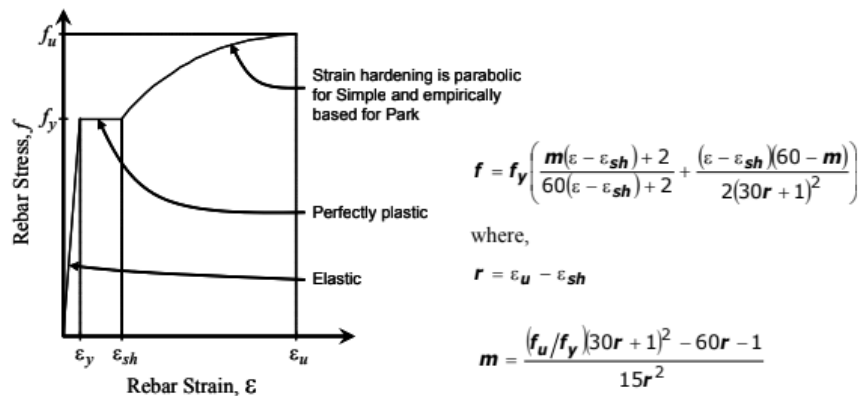
de fluencia hay un incremento de la resistencia modelando el endurecimiento también como una línea recta [figura 9](#), el modelo de Park considera la zona de endurecimiento como una curva determinada según se indica en la [figura 10](#).

Figura 9 Modelo bilineal (izquierda) y trilineal (derecha) para el esfuerzo - deformación del concreto.



Fuente: Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado [23]

Figura 10 Modelo de Park para el esfuerzo - deformación de barras de refuerzo



Fuente: Technical note material stress-strain curves [24]

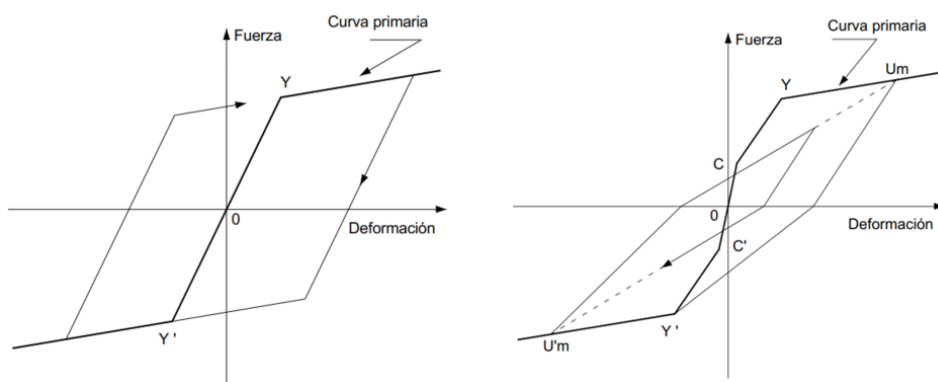
2.2.2.4. Modelos de histéresis.

Se ha hablado de las curvas esfuerzo deformación, pero solo cuando un material es sometido a un único esfuerzo de deformación. Durante un evento sísmico donde el material, es sometido a constantes ciclos de carga y descarga (cargas cíclicas), se obtienen nuevas curvas que relacionan los esfuerzos con la deformación, denominadas curvas de histéresis. El comportamiento histerético que tiene el material tiene por efecto la disipación de energía, cuando se va más allá del rango elástico. En dicho rango el

amortiguamiento viscoso propio de la edificación es acompañado de un amortiguamiento histórico producto de la incursión de los elementos estructurales en dicho rango inelástico debido a fuerzas externas.

Entre los modelos histeréticos se tiene el modelo bilineal el cual tiene en cuenta dos zonas de rigidez una elástica y otra plástica, durante la degradación de la rigidez se considera la misma pendiente del ciclo anterior. El modelo de Takeda utiliza un diagrama de tres líneas para describir el comportamiento en el ciclo inicial, en el siguiente ciclo la línea de esfuerzo deformación se proyecta hacia el máximo valor logrado en el ciclo previo.

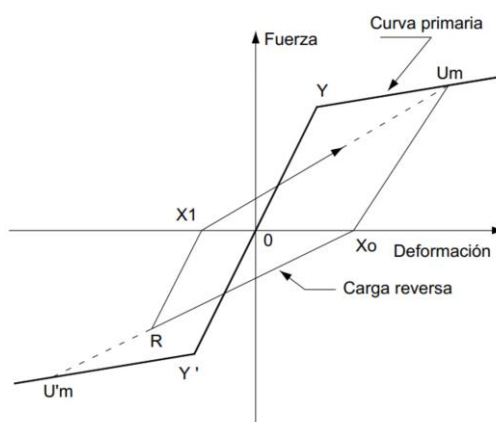
Figura 11 Modelo histerético bilineal (izquierda) y de Takeda (derecha)



Fuente: Estudio de control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado [25]

Otro modelo que si tiene en cuenta es el modelo Q-Hyst elaborado por Saiidi y Sozen el cual se puede describir como un modelo bilineal donde en el ciclo siguiente el diagrama presenta una pendiente diferente orientada también hacia el máximo valor del ciclo previo.

Figura 12 Modelo Histerético Q-HYST

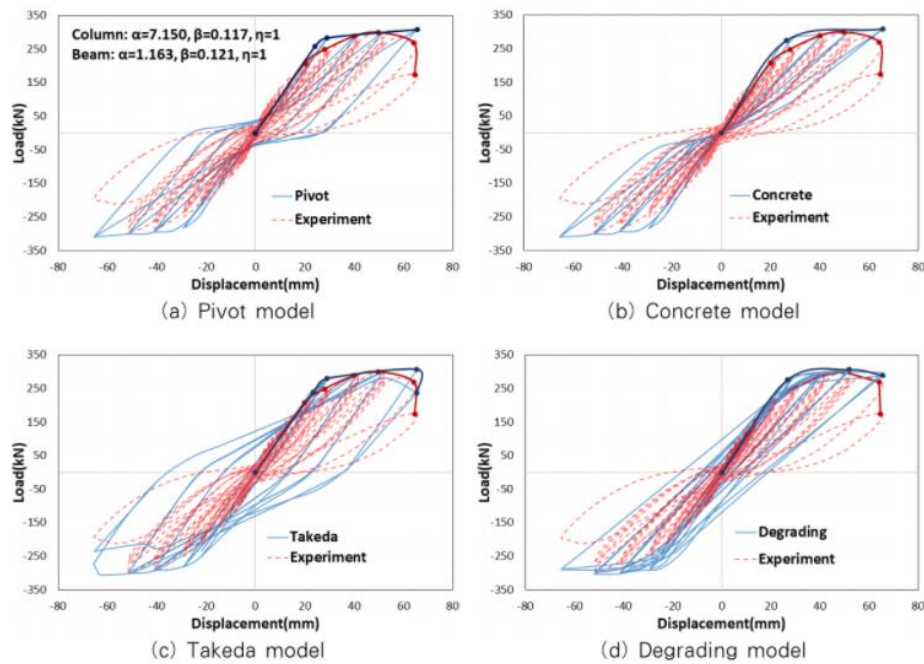


Fuente: Estudio de control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado [25]

Como se puede apreciar en el trabajo de Son Joo-Ki y Lee Chang-Hwan cada modelo histórico tiene sus características particulares y comparando los resultados con un ensayo

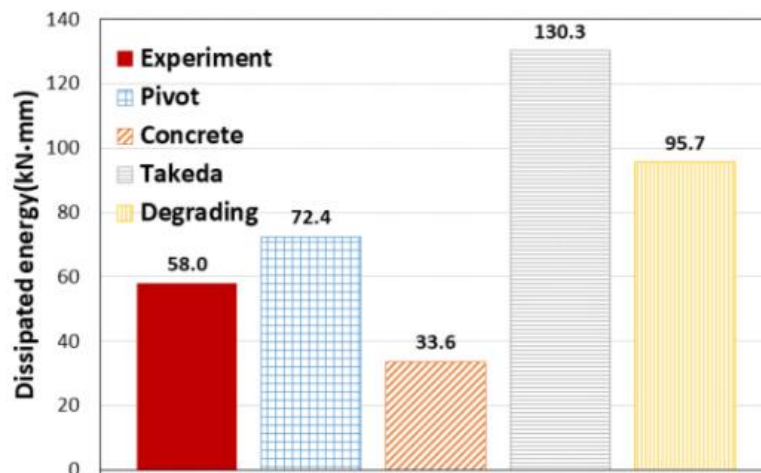
real se puede apreciar que los que muestran un mejor comportamiento, tomando como referente la energía disipada son el modelo Pivot y el modelo de Concreto [26].

Figura 13 Curvas fuerza desplazamiento para diferentes modelos.



Fuente: Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames [26]

Figura 14 Total de energía disipada

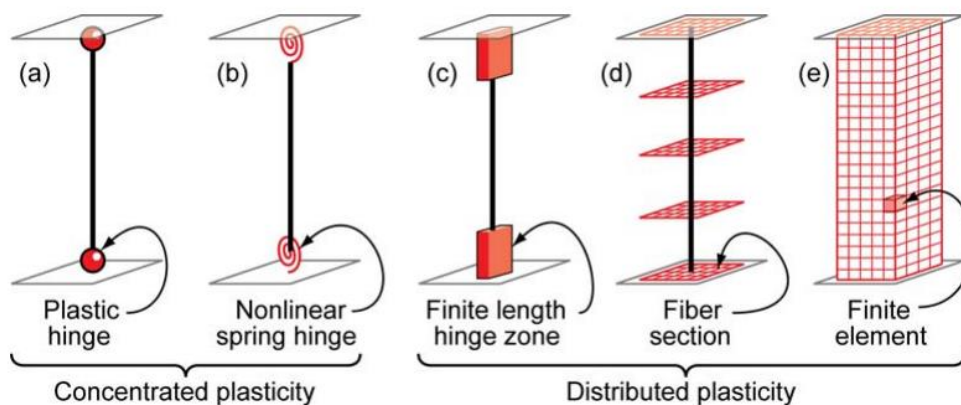


Fuente: Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames [26]

2.2.2.5. Modelos de plasticidad.

En el modelo matemático a emplear, existen algunas configuraciones que se pueden utilizar para definir las características no lineales de los elementos estructurales, dentro de esta se encuentran los modelos de plasticidad concentrada y los modelos de plasticidad distribuida, que como su nombre lo indica las características plásticas en el primero de ellos suele estar ubicada en un punto, mientras que en el segundo se encuentra a lo largo de su longitud del elemento. [21]

Figura 15 Modelos idealizados de elementos



Fuente: *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design* [21]

Utilizar uno u otro modelo influirá en la respuesta esfuerzo deformación que se espera, si bien un modelo distribuido genera resultados más acordes a los reales el costo de procesamiento se incrementa en comparación con el modelo concentrado, así como también los resultados obtenidos requieren un mayor conocimiento para su interpretación. Se debe tener en cuenta que no todos los modelos de plasticidad comparten las mismas propiedades en el modelo matemático, pues para elementos plasticidad distribuida como los elementos tipo fibra ya no es necesario considerar una rigidez efectiva. [27]

2.2.2.6. Ductilidad μ :

A la capacidad de un material de someterse a grandes deformaciones antes de fracturarse se le denomina ductilidad, es el caso como se vino mencionando del acero. La [figura 3](#) muestra la curva esfuerzo deformación para un material dúctil. Un material no dúctil, sería aquel que se fractura cuando es sometido a pequeñas deformaciones, y en general su curva esfuerzo deformación carece de ese rango de cedencia que tienen los materiales dúctiles. Se puede determinar cómo relación entre el desplazamiento máximo inelástico (Δ_u) y el desplazamiento elástico máximo (Δ_y)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

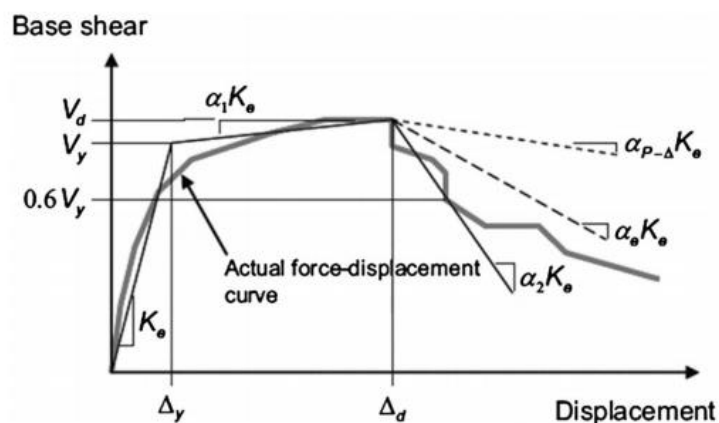
Una ductilidad elevada implicada una mayor capacidad de disipación de energía, durante un evento sísmico por lo que se busca que el diseño de la edificación tenga una ductilidad adecuada.

2.2.2.7. Análisis no lineal estático o PUSHOVER:

El análisis por cargas monotónicas, como también es conocido, parte de las cargas de gravedad consideradas según normativa el ASCE 41-17 [28] y que se pueden asemejar a las cargas indicadas en lo norma E.030 en el apartado 4.3 Estimación del peso masa de la edificación. Como su nombre lo indica este análisis requiere de aplicar cargas laterales incrementales (push) hasta llevar a la estructura al colapso (over). El primer resultado que se obtendrá de este análisis es la curva de capacidad de la estructura. Se define como curva de capacidad a la relación entre la cortante basal obtenida a partir de varios incrementos de carga, y su consecuente desplazamiento del centro de masas del último nivel de la edificación como menciona el ASCE 41-17 en el numeral 7.4.3.2.2. Además, la distribución de la carga será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada [28].

En la [figura 19](#) se puede apreciar que la curva de capacidad está conformada por varios segmentos lineales, esto se debe a que en cada uno de estos tramos la rigidez del elemento es constante, pero debido al incremento de cargas la rigidez se va degradando, conforme aumenta el daño en la edificación.

Figura 16 Espectro de capacidad



Fuente: ASCE 41-17

Un esquema que se utiliza mucho, por ejemplo, para evaluar el desempeño mediante la norma ATCC-40, y que deriva de la curva de capacidad es el espectro de capacidad,

este expresa la curva de capacidad de la estructura en un formato ADRS (relación entre la aceleración espectral y el desplazamiento espectral, S_a vs S_d). Para realizar dicha transformación se usan las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

$$S_{ai} = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

PF_1 = factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = coeficiente modal de masa para el primer modo natural

w_i / g = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i

N = nivel N , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura

V = cortante basal

W = peso muerto del edificio más probable carga viva.

Δ_{techo} = desplazamiento del techo (V y el asociado Δ_{tercho} componen puntos sobre la curva de capacidad).

S_a = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral (S_a y el asociado S_d componen puntos sobre espectro de capacidad).

2.2.2.3. Análisis no lineal dinámico tiempo historia:

Para realizar este análisis se utilizan registros sísmicos teniendo en cuenta que se utilizará como mínimo 3 registros de aceleraciones del terreno, escaladas de eventos individuales según especifique la normativa que se tenga en cuenta. Muchas veces los registros de aceleración suelen incluir algo de ruido debido a alguna interferencia externa, por lo que es recomendable hacer una limpieza de los datos con el fin de obtener resultados correctos, como es la corrección por línea base [29]. Otro punto que se tiene en cuenta en varias normativas es que el acelerograma empleado debe ser espectro compatible, por ejemplo, la norma peruana E.030 [15] y el ASCE 7-10 [30] señala que se debe tener en cuenta que los promedios de los valores debe ser mayor entre los periodos 0.2T y 1.5T del espectro de diseño inelástico, en cambio en el FEMA señala un rango entre los valores de 0.2T a 2T cumpliendo el mismo requisito.

El modelo parte de las cargas de gravedad de igual forma que para el análisis no lineal estático, se puede realizar considerando un tiempo historia no lineal modal, también llamado análisis no lineal rápido, y el análisis de integración directa que parte de la ecuación general del movimiento.

Un punto a tener en cuenta es el valor del amortiguamiento el cual según señala la norma ASCE no debe ser mayor a 3% para un análisis no lineal dinámico y que se puede determinar por algún método como el de Rayleigh o similar, el FEMA 440 recomienda un valor de 2.5%, estos valores por debajo del 5% habitual serian compensados con la disipación de energía del amortiguamiento histérico que se ha definido según el modelo considerado.

2.3. Definición de términos básicos

ANALISIS ELASTICO o ANALISIS LINEAL: Análisis que se ajusta a la teoría elástica de la mecánica de materiales, cuyas ecuaciones se desarrollan en un rango lineal.

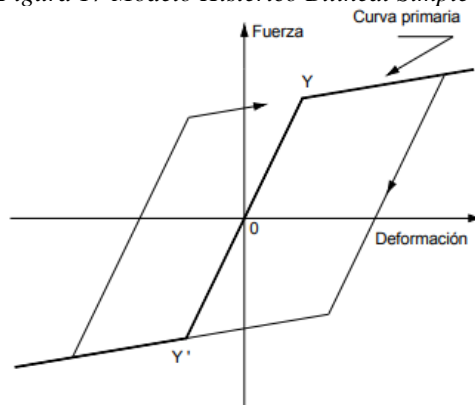
ANALISIS INTELASTICO o ANALISIS NO LINEAL: Análisis que se ajusta a múltiples teorías plásticas, cuyas ecuaciones se desarrollan en un rango no lineal o plástico.

ANÁLISIS PLÁSTICO DE PRIMER ORDEN: Es aquel en el que solo tiene en consideración los efectos inelásticos en los cuales se ve afectado la resistencia de la estructura.

ANÁLISIS PLÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN: Se toma en cuenta los efectos no lineales geométricos del elemento estructural sobre el equilibrio de la estructura

CURVA DE HISTÉRESIS: La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de las fuerzas, fuerzas que en un inicialmente deformaron el elemento, esta se ve afectada considerablemente por los materiales y el tipo de sistema estructural.

Figura 17 Modelo Histérico Bilineal Simple



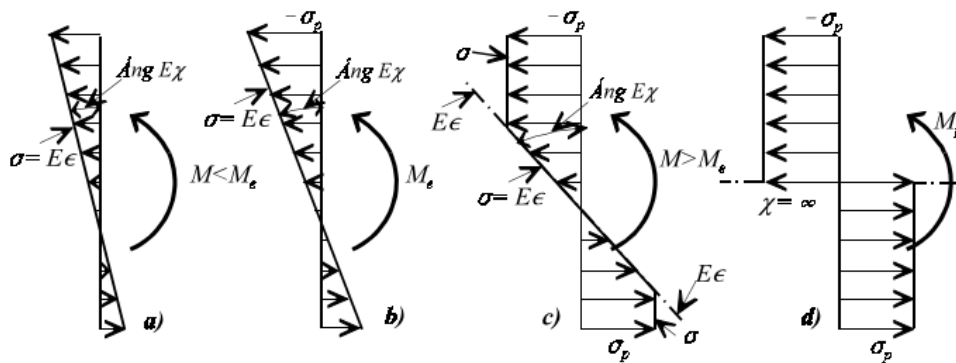
Fuente: Flores Barreto (2003)

DISTRIBUCION DE MOMENTOS: Redistribución de los esfuerzos que se generan en los nudos de una estructura de concreto armado.

DUCTILIDAD: Característica de los materiales asociada a su capacidad para deformarse frente a la acción de cargas e incluso sin ellas.

ROTULA PLASTICA: Se puede definir una rotula plástica como la sección de un elemento estructural que soporta un momento plástico (M_p), dicha sección gira comportándose como una rotula permitiendo que el resto de la estructura permanecer en un estado elástico. [31]

Figura 18 Evolución de los diagramas de tensiones (σ) y de deformaciones ($E \epsilon$) desde régimen elástico hasta el agotamiento



Fuente: Plasta 2000 Plasticidad abreviada, autor Rafael Fernández Díaz.

III. Materiales y métodos

3.1. Tipo y nivel de investigación

De acuerdo al propósito la investigación es aplicada ya que se emplean teorías ya existentes y con fundamentos, como son el análisis no lineal estático y dinámico, para evaluar el grado de ductilidad de la estructura, que forma un problema establecido de forma clara.

Según el nivel de investigación es descriptiva, pues se va evaluar el valor de la ductilidad para una determinada edificación, el cual se determinará a partir de las características ya definidas de dicha edificación cuando esta es sometida a situaciones de carga ya sea estática o dinámica.

Por el alcance temporal es seccional, ya que la evaluación se realizará en un determinado momento, teniendo en cuentas las características actuales de la edificación como son, por ejemplo, el uso de los ambientes que se hace de esta.

3.2. Diseño de investigación

Para la contrastación de la hipótesis debido a la falta de control en las variables se realizará una investigación no experimental para evaluar la ductilidad esto a través del análisis de la edificación cuando debido a solicitaciones esta se encuentre en un rango no lineal de deformación de sus elementos estructurales. Tanto el análisis no lineal estático, como el análisis no lineal dinámico nos darán un valor de ductilidad. Una vez definido este se podrá determinar qué nivel de sismo puede soportar la edificación, incurriendo en el rango elástico, pero sin llegar al colapso. Cabe mencionar que para realizar el análisis no lineal es necesario un diseño base sobre el cual aplicar dicho análisis, además se deberán obtener datos propios de la edificación necesarios para el análisis no lineal del análisis lineal de la edificación

3.3. Población, muestra, muestreo

3.3.1. Población.

En el presente estudio la población estaría dada por todas las edificaciones de concreto armado con un sistema aporricado, de muros estructurales o tipo dual a lo largo del departamento de Lambayeque.

3.3.2. Muestra.

Para la selección de la muestra en este estudio se consideró un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia dada las características de la investigación. La muestra está dada por el edificio Juan Pablo II ubicado en el departamento de Lambayeque, provincia de Chiclayo, distrito de Chiclayo, dentro del campus de la Universidad Santo Toribio de Mogrovejo. Como ya se ha mencionado esta edificación es una edificación del tipo dual que consta de 10 niveles, diseñada en el año 2006 bajo las especificaciones técnicas vigentes en esa fecha.

Figura 19 Edificio Juan Pablo II



Fuente: Pagina de contacto universidad USAT

3.4. Criterios de selección

Se ha considerado para la selección aquellas edificaciones que consten con un numero de piso superior a 6 niveles, en los que se pueda tener acceso a las características constructivas que tienen dichas edificaciones y las que se usaron para ser diseñadas.

3.5. Operacionalización de variables

Tabla 8 Operacionalización de variables

Variable	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Índice
Ductilidad	Análisis Lineal	Análisis Lineal Estático	Desplazamientos	cm
			Esfuerzos	kgf.m (M) kgf (V)
		Análisis Lineal Dinámico	Desplazamientos	cm
			Esfuerzos	kgf.m (M) kgf (V)
	Análisis no lineal	Análisis no lineal estático	Momento de fluencia	kgf.m (M)
			Momento de rotura	kgf.m (M)
		Análisis no lineal dinámico	Momento de rotura	kgf.m (M)
			Momento de fluencia	kgf.m (M)

Fuente: Elaboración propia

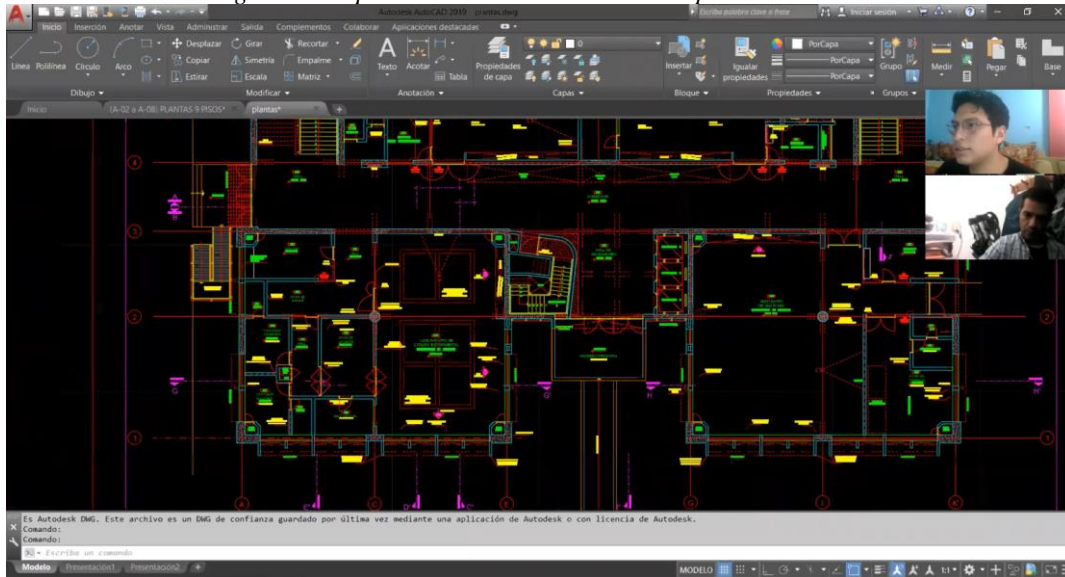
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Planos estructurales y arquitectónicos

La evaluación de la ductilidad de la edificación se realizará mediante el análisis no lineal de la edificación en cuestión, para ello se cuenta con los planos estructurales de esta a partir del cual se tendrán en cuenta los parámetros para el diseño de la edificación. Con respecto al uso que se tiene de cada uno de los ambientes de la edificación, han variado a partir del modelo de diseño por lo que se realizó una entrevista de manera virtual con el Arq. Antonio Agustín Urcia Cubas quien, a fecha de la entrevista, realizada el 6 de octubre del año 2020 se encuentra a cargo de los proyectos arquitectónicos dentro de la universidad. Con el Arq. Urcia se discutió si el uso que se daban a los ambientes actualmente eran los que se especificaban en los planos de diseño arquitectónicos y se concluyó que a pesar de que la mayoría de ambientes siguen teniendo el mismo uso, existen algunas variaciones tanto en uso como de distribución de tabiquería y divisiones

de ambientes. Donde se aprecian cambios considerables es en la novena planta en la cual los ambientes están destinados a otros usos. Esta información tanto de los planos estructurales como los arquitectónicos y los usos que tienen se encuentran en el Anexo I.

Figura 20 Captura de la entrevista con el Arq. Antonio Urcia



Fuente: Propia

3.6.1. Registros sísmicos.

En cuanto a la recopilación de los registros sísmicos, con el fin de que el comportamiento de la estructura sea lo más real posible se buscó registros sísmicos que se hayan producido en terreno similar al que se encuentra en la ciudad de Chiclayo. Para ello, teniendo en cuenta la carta geológica nacional del INGEMMET se determinó que el suelo de Chiclayo y en general todo el Valle Chancay – Lambayeque se encuentran emplazados sobre depósitos de suelos sedimentarios finos, heterogéneos y de unidades estratigráficas recientes. el tipo de suelo de la ciudad de Chiclayo corresponde al Qr-al que es parte del cenozoico cuaternario reciente específicamente depósitos aluviales. Como se puede apreciar en la imagen de la [figura 22](#). En base a ello y considerando los 2355 registros disponibles en la red acelerográfica UNI-CIP-SENCICO, se seleccionaron los siguientes registros:

S1. Sismo de 4.5 ML a 6 km al SO de Chépén, Chépén – La Libertad

1. Información sobre la estación sísmica:

Nombre : USAT

Código : D853

Ubicación : LAMBAYEQUE, CHICLAYO, CHICLAYO

Latitud : -6.760000
 Longitud : -79.862000
 Altura (m) : 21
 Modelo del acelerograma : REFTEK

2. Información acerca del sismo:

Fecha local : 2020-05-13T10:11:37Z
 Latitud : -7.26
 Longitud : -79.46
 Profundidad (km) : 58.0
 Magnitud : 4.5

S2. Sismo de 5.2 ML a 43 km al SO de Sechura, Sechura-Piura

1. Información sobre la estación sísmica:

Nombre : UDP PIURA-PIURA
 Código : UDEP
 Latitud : -5.170
 Longitud : -80.639

2. Información acerca del sismo:

Fecha local : 2020/02/04
 Hora local : 20:51:41
 Latitud : -5.91
 Longitud : -80.97
 Profundidad : 45 km
 Magnitud : M5.2
 Dist. Epicentral : 90.2 km

S3. Sismo de 4.0 ML a 58 km al SE de Sechura, Sechura-Piura

1. Información sobre la estación sísmica:

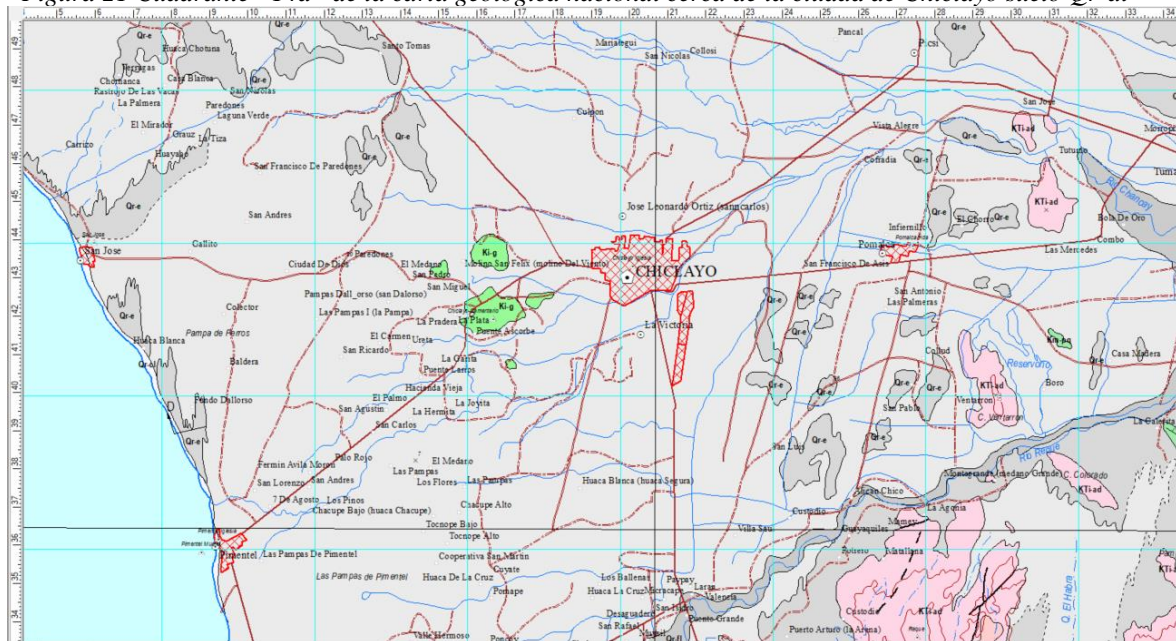
Nombre : UPAO-PIURA
 Código : D919
 Ubicación : PIURA, PIURA, PIURA
 Latitud : -5.168000

Longitud : -80.629000
 Altura (m) : 40
 Modelo del acelerograma : REFTEK

2. Información acerca del sismo:

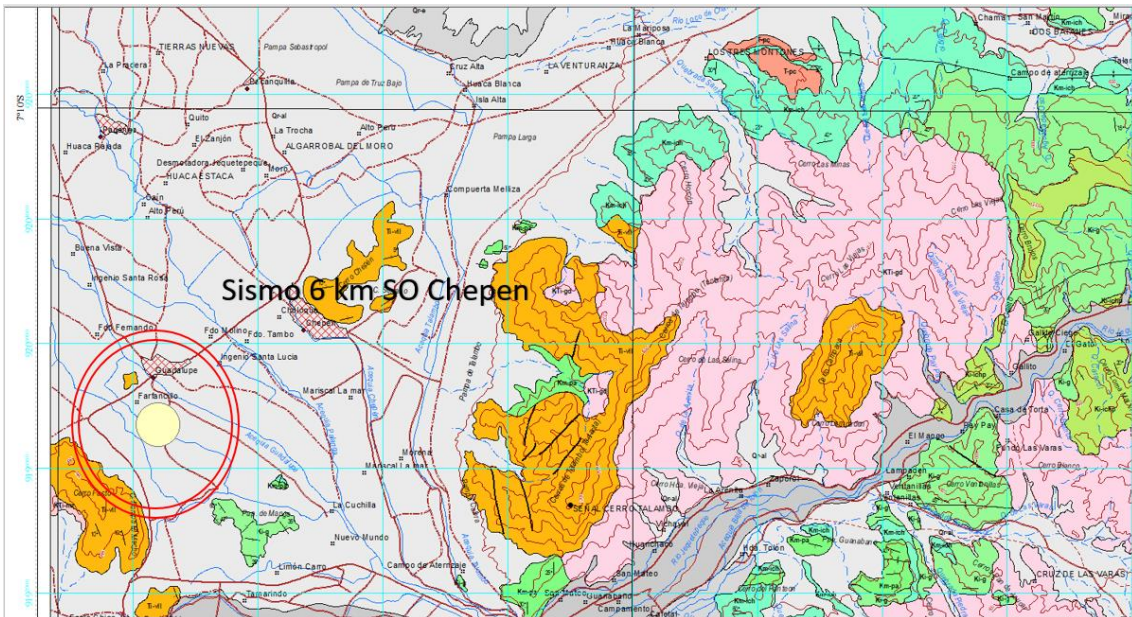
Fecha Local : 2021-03-16T22:16:38Z
 Latitud : -5.93
 Longitud : -80.46
 Profundidad (km) : 50.0
 Magnitud : 4.0

Figura 21 Cuadrante "14d" de la carta geológica nacional cerca de la ciudad de Chiclayo suelo Or-al



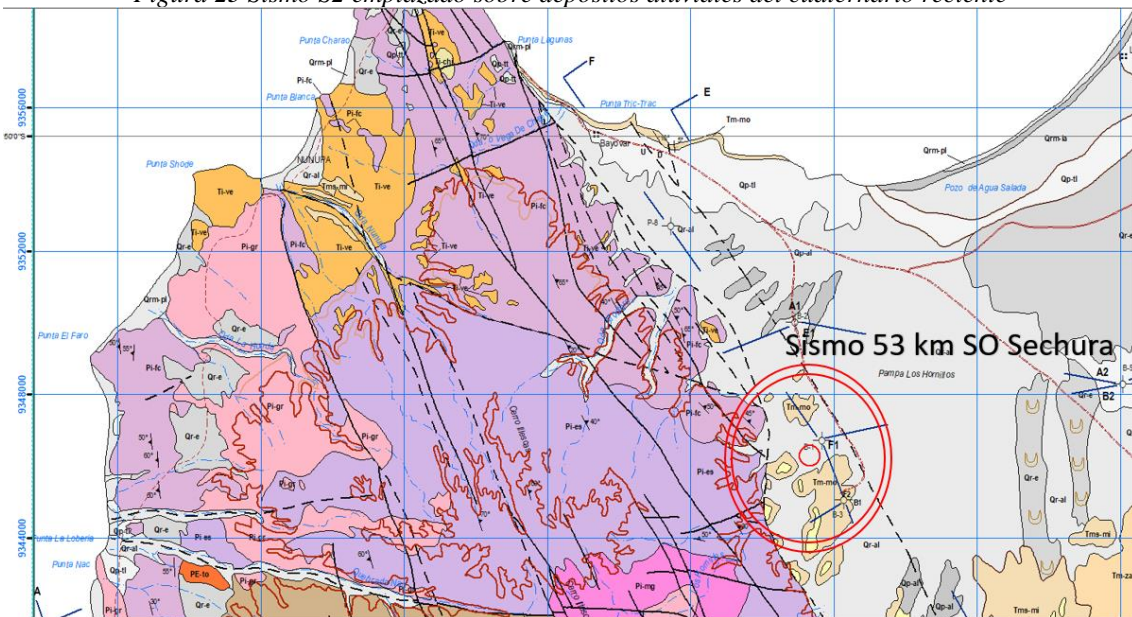
Fuente: Carta nacional del INGEMENT

Figura 22 Sismo S1 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario reciente



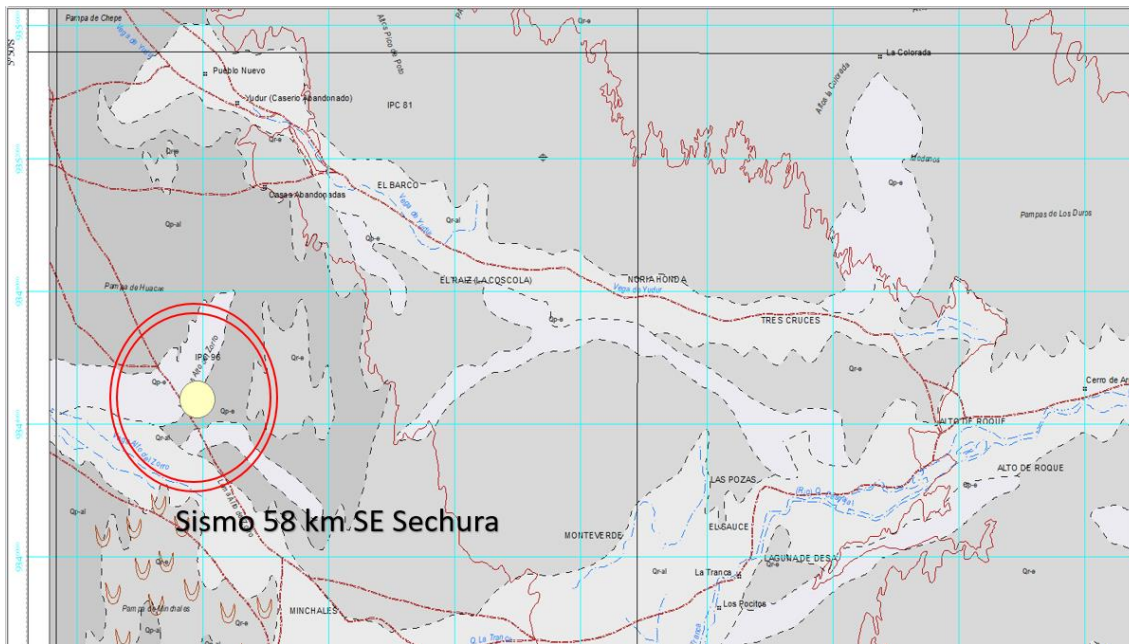
Fuente: Carta nacional del INGEMT

Figura 23 Sismo S2 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario reciente



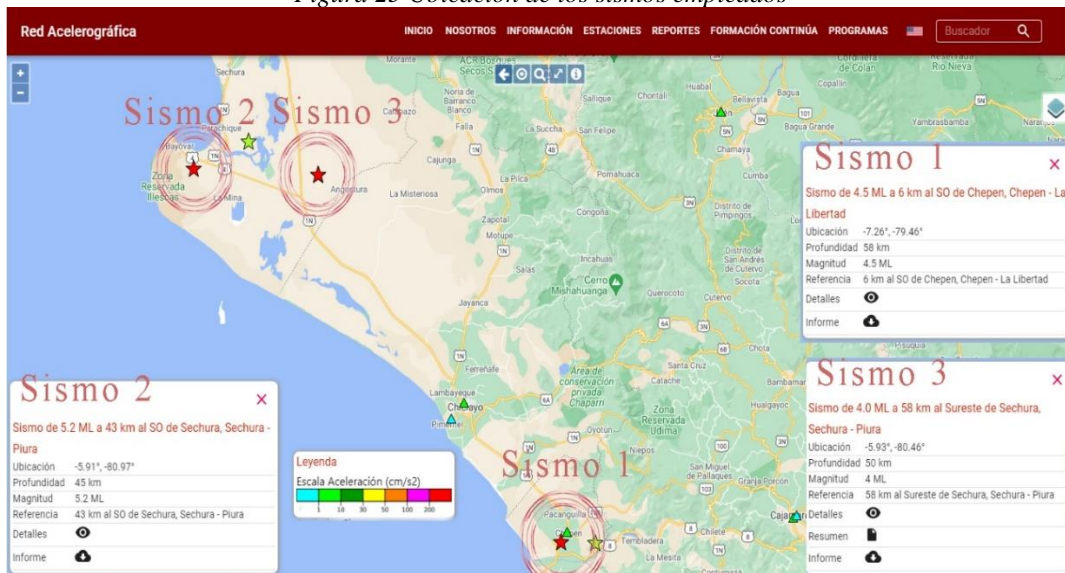
Fuente: Carta nacional del INGEMT

Figura 24 Sismo S3 emplazado sobre depósitos aluviales del cuaternario del pleistoceno.



Fuente: Carta nacional del INGEMET

Figura 25 Ubicación de los sismos empleados



Fuente: Red acelerográfica UNI-CIP-SENCICO

3.7. Procedimientos

3.7.1. Generalidades

El edificio Juan Pablo II es una edificación de concreto armado que tiene pórticos con una gran distribución de muros de corte, principalmente en la dirección “Y”. Los

elementos estructurales tienen una resistencia a la compresión de 280 kgf/cm² con excepción de las losas y las vigas no peraltadas. La fundación está dada por una losa con un espesor de 70 centímetros con una profundidad de desplante de 2 metros. Las columnas son de diferentes secciones las hay con secciones rectangulares, circulares, y en “L”. Con respecto a las vigas existen de diferentes peraltes siendo la mayor de ellas de 130 centímetros. Un detalle característico es que tiene varios tipos de losas, tiene losas aligeradas en una dirección de 20cm, 25cm y 30cm de espesor, losas en dos direcciones de 30cm de espesor y losas macizas de 25cm y 20cm de espesor. Tiene 2 escaleras de concreto armado y una metálica para uso de emergencia. En el octavo piso presenta 3 salas de conferencias para lo cual se han considerado coberturas livianas con un sistema de celosías. Además, cuenta con un ascensor, un dato característico de la edificación es que es casi perfectamente simétrica con respecto al eje Y.

3.7.2. Especificaciones de los materiales empleados.

CONCRETO 210

- Resistencia ($f'c$) : 210 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 217 370.65 kg/cm²
- Módulo de Poisson (U) : 0.2
- Módulo de corte (G) : 90 571.1kg/cm²
- Peso específico (Y) : 2 400 kg/m³

CONCRETO 280

- Resistencia ($f'c$) : 280 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 250 998.01 kg/cm²
- Módulo de Poisson (U) : 0.2
- Módulo de corte (G) : 104582.5 kg/cm²
- Peso específico (Y) : 2 400 kg/m³

ACERO 4200

- Resistencia (f_y) : 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 2038901.92 kg/cm²
- Peso específico (Y) : 7849.05 kg/m³

Figura 26 Definición de propiedades para el concreto (izquierda) 210 kgf/cm² (derecha) 280kgf/cm²

The figure shows two screenshots of the 'Material Property Data' dialog box. The left window is for 'Concreto 210' and the right is for 'Concreto 280'. Both windows have the following data:

Property	Concreto 210	Concreto 280
Material Name	Concreto 210	Concreto 280
Material Type	Concrete	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic	Isotropic
Material Display Color	Change...	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	Specify Weight Density (checked)	Specify Weight Density (checked)
Weight per Unit Volume	2400 kgf/m ³	2400 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	244.732 kgf-s ³ /m ⁴	244.732 kgf-s ³ /m ⁴
Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	2173706512 kgf/m ²	2509980080 kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711046.64 kgf/m ²	1045825033 kgf/m ²
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...	Modify/Show Material Property Design Data...
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...	Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...
Buttons	OK, Cancel	OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 27 Definición de propiedades para el acero

The figure shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box for 'Acero 4200'. The data is as follows:

Property	Value
Material Name	Acero 4200
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	Specify Weight Density (checked)
Weight per Unit Volume	7849.05 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	800.38 kgf-s ³ /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20389019158 kgf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...
Buttons	OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

3.7.3. Definición de los elementos estructurales

a.- Vigas

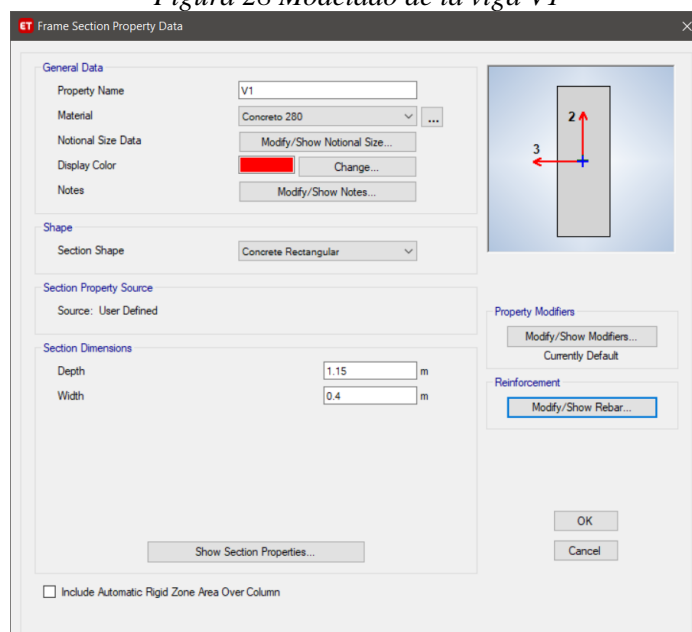
Existen 48 tipos de vigas, además de viguetas 20cm de 25cm y de 30cm, según se mencionan a continuación:

Tabla 9 Vigas definidas para el modelo

V1	(0.4 x 1.15)		V22	(0.3 x 0.75)
V2	(0.3 x 1)		V23	(0.4 x 0.75)
V3	(0.25 x 0.85)		V24	(0.3 x 0.85)
V4	(0.4 x 0.3)		V25	(0.3 x 0.85)
V5	(1 x 0.3)		V26	(0.3 x 0.75)
V6	(0.2 x 0.3)		V26-2	(0.3 x 1)
V7	(0.25 x 0.2)		V27	(0.4 x 1)
V8	(0.3 x 0.85)		V28	(0.4 x 0.75)
V8'	(0.3 x 0.75)		V29	(0.3 x 0.75)
V9	(0.3 x 0.85)		V30	(0.3 x 0.75)
V10	(0.3 x 0.75)		V31	(0.3 x 0.75)
V11	(0.4 x 1)		V32	(0.3 x 0.75)
V12	(0.4 x 0.75)		V33	(0.3 x 0.75)
V13	(0.4 x 0.85)		V34	(0.3 x 0.75)
V14	(0.3 x 0.9)		V35	(0.55 x 0.9)
V15	(0.3 x 0.75)		V36	(0.3 x 0.85)
V16	(0.4 x 0.2)		V37	(0.3 x 0.85)
V16'	(0.4 x 0.25)		V38	(0.3 x 1)
V17	(0.3 x 0.75)		V39	(0.55 x 1.3)
V17'	(0.3 x 0.75)		V40	(0.55 x 1.3)
V18	(0.3 x 0.75)		V41	(0.3 x 0.75)
V19	(0.3 x 0.75)		V42	(0.55 x 1.3)
V20	(0.2 x 0.75)		V43	(0.3 x 0.75)
V21	(0.4 x 0.3)		VR	(0.3 x 0.3)

Fuente: Elaboración propia

Figura 28 Modelado de la viga V1



Fuente: Elaboración propia

b.- Columnas

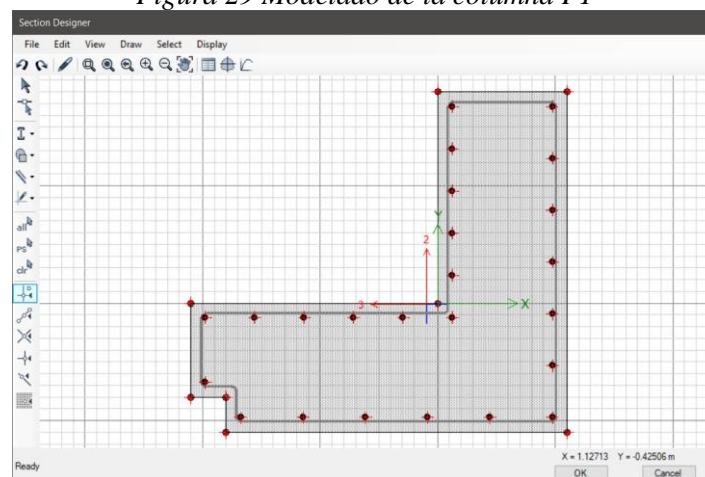
Existen 48 tipos de vigas, además de viguetas 20cm de 25cm y de 30cm, según se mencionan a continuación:

Tabla 10 Columnas definidas para el modelo

P1 I	P6 XIII
P1 II	P6 XIV
P1 III	P7 XV
P2 I	P7 XVI
P2 II	P7 XVII
P2 III	P8 XVIII
P3 IV	P9 XIX
P3 V	P9 XX
P3 VI	P9 XXI
P4 VII	P9 XXII
P4 VIII	P10 XXIII
P4 IX	P10 XXIV
P5 X	P10 XXV
P5 XI	P11 XXIII
P5 XII	P11 XXIV

Fuente: Elaboración propia

Figura 29 Modelado de la columna P1



Fuente: Elaboración propia

c.- Muros

Existen a su vez 9 tipos de placas en las cuales la distribución de acero varia conforme varia la altura, definiendo para el modelo varios tipos de placas.

Figura 30 Modelado de la placa 1

Fuente: Elaboración propia

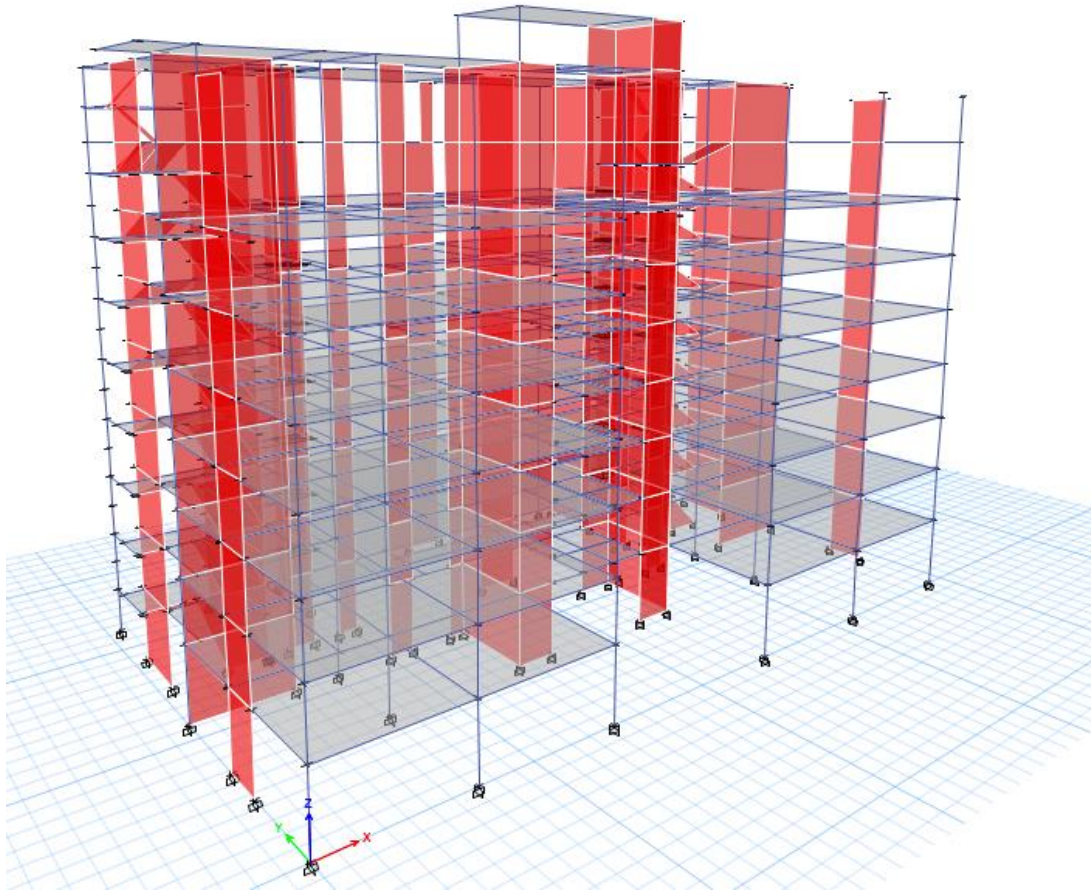
d.- Losas

Se han definido losas aligeradas en una dirección de 20cm, 25cm y 30cm de espesor mediante el tipo ribbed, losas en dos direcciones de 30cm de espesor con la opción waffle y losas macizas de 25cm y 20cm de espesor como tipo slab.

Figura 31 Modelado de la losa en dos direcciones, tipo Waffle

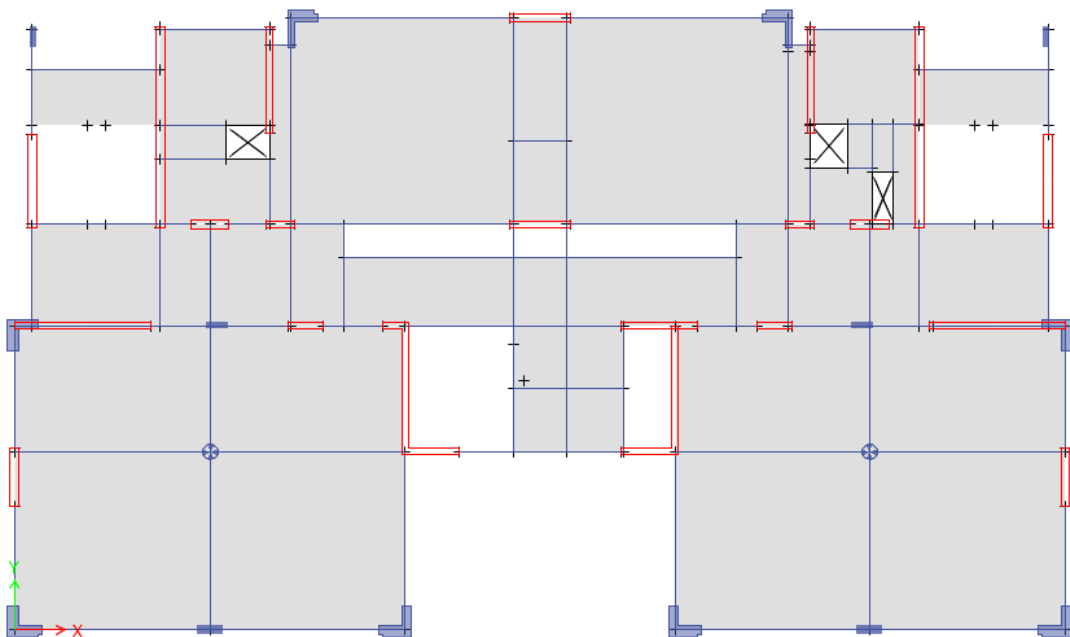
Fuente: Elaboración propia

Figura 32 Vista 3D del modelo matemático



Fuente: Elaboración propia

Figura 33 Vista planta del tercer nivel (planta típica)

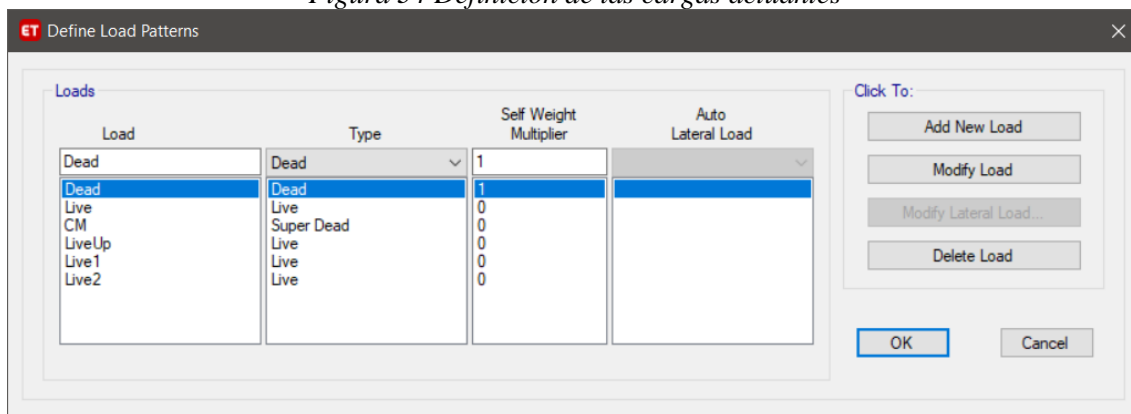


Fuente: Elaboración propia

3.7.4. Definición de los casos de carga y el peso de la estructura.

Para los casos de carga se ha definido la carga CM para las cargas muertas que no son propias de la estructura, la carga Live para las cargas vivas que varían teniendo en cuenta cada uno de los usos que tienen los ambientes la edificación cuyos detalles se puede apreciar en las hojas de metrados para cada nivel, la carga LiveUp para las cargas vivas de la azotea adicionalmente a la carga Dead que esta defina por defecto y representa el peso propio de los elementos estructurales.

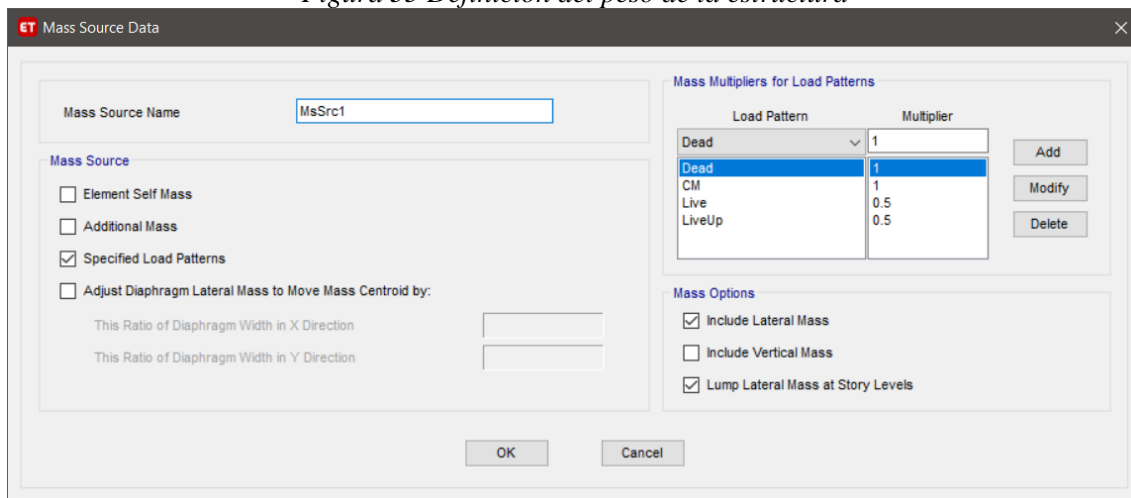
Figura 34 Definición de las cargas actuantes



Fuente: Elaboración propia

El peso de la estructura se define dependiendo de la categoría que tiene la edificación, como, debido a que las instalaciones son de uso educacional la estructura se califica como esencial para la cual además del peso de la carga permanente se adicionara el 50% de la carga viva.

Figura 35 Definición del peso de la estructura



Fuente: Elaboración propia

3.7.4. Análisis lineal estático

Antes de proceder con el análisis lineal estático es necesario definir los parámetros sísmicos conforme los lineamientos de la norma E.030

Figura 36 Parámetros Sísmicos de la edificación

FACTOR DE ZONA "Z"		FACTOR DE USO "U"	
ZONA	Z	CATEGORÍA	FACTOR U
4	0.45	A. Edificaciones Esenciales	1.5
3	0.35	B. Edificaciones Importantes	1.3
2	0.25	C. Edificaciones Comunes	1.0
1	0.1	D. Edificaciones Temporales	Criterio Proyectista

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: E.030 RNE

Con respecto al factor de amplificación sísmica (C) esta se define por:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T^2}$$

Además, para la distribución de la fuerza sísmica en altura es necesario el valor de k el cual es igual a 1 si el periodo fundamental de vibración de la estructura es menor a 0.5 y si no fuese el caso k es igual a $0.75 + 0.5T$, con un valor siempre menor igual que 2.

El periodo de la estructura esta principalmente definido por la configuración geométrica que tiene esta y los elementos estructurales que la componen, para la estructura en análisis se tienen los periodos presentados en la [Tabla 11](#). En la cual se puede apreciar que el modo uno y el dos definen el periodo fundamental de la edificación tanto para el sentido "X" y el sentido "Y" respectivamente.

Tabla 11 Periodos de la Estructura y Participación de la masa de cada modo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.628	0.6911	0.0169
Modal	2	0.58	0.0274	0.6556
Modal	3	0.552	0.0245	0.0286
Modal	4	0.217	0.00001939	0.0032
Modal	5	0.187	0.0012	0.0018
Modal	6	0.183	0.1344	0.0002
Modal	7	0.147	0.0052	0.0274
Modal	8	0.143	0.0002	0.1464
Modal	9	0.13	0	5.028E-06
Modal	10	0.128	0.0002	0.0001
Modal	11	0.127	0.0008	7.665E-06
Modal	12	0.114	0.0029	3.797E-06
Modal	13	0.114	6.135E-06	0.00000101
Modal	14	0.111	7.609E-06	0.0001
Modal	15	0.102	8.184E-06	0.0009
Modal	16	0.098	0.0003	1.118E-06
Modal	17	0.098	0.00001325	0
Modal	18	0.091	0.046	0.0001
Modal	19	0.085	0	0
Modal	20	0.085	0	0
Modal	21	0.077	0.0018	0.0002
Modal	22	0.077	0.0004	0.007
Modal	23	0.075	0.0009	0.00001943
Modal	24	0.074	0.0001	1.365E-06
Modal	25	0.074	0.0001	5.065E-06
Modal	26	0.071	0.0005	0.0047
Modal	27	0.068	0.00004961	0.0007
			95.06%	91.27%

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenida el periodo de la estructura se puede determinar el coeficiente sísmico estático.

Análisis Estático: Dirección X

$$Z := 0.45$$

$$U := 1.50$$

$$S := 1.05$$

$$T_P := 0.6$$

$$T_r := 2$$

$$T_x := .628$$

$$C_x := 2.37$$

$$R_{O_x} := 7$$

$$I_{a_x} := .75$$

$$I_{p_x} := 0.9$$

$$R_x := R_{O_x} \cdot I_{a_x} \cdot I_{p_x} = 4.725$$

$$k_x := .75 + 0.5 T_x = 1.064$$

$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} = 0.3583$$

Análisis Estático: Dirección Y

$$Z := 0.45$$

$$U := 1.50$$

$$S := 1.05$$

$$T_P := 0.6$$

$$T_r := 2$$

$$R_y := R_{O_y} \cdot I_{a_y} \cdot I_{p_y} = 5.4$$

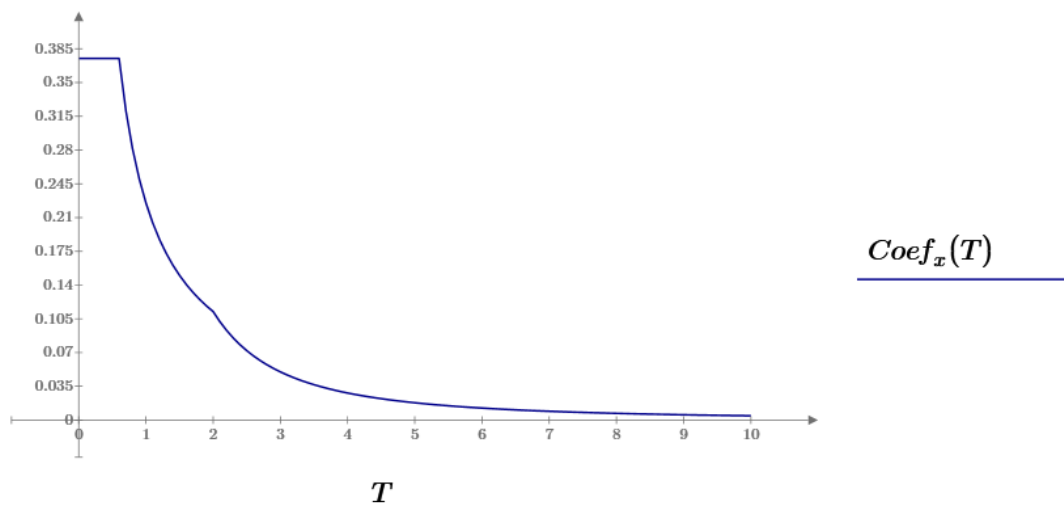
$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} = 0.3938$$

3.7.5. Análisis lineal dinámico

Para realizar el análisis dinámico de la edificación se parte de un espectro de diseño, el cual tiene como base los parámetros sísmicos que ya se ha mencionado en el apartado anterior. El valor de la amplificación sísmica “C” que varía teniendo en cuenta el periodo “T” de la estructura, cuya función también ya definida, le da su forma característica quedando como prosigue para el sentido “X”:

$$Coef_x(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_x} \quad T := 0, .1 .. 10$$

Figura 37 Espectro de diseño para el sentido "X"

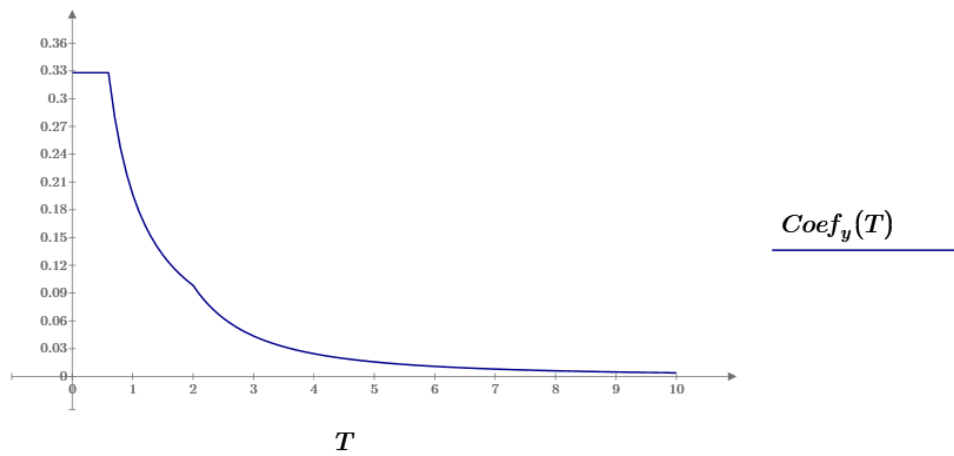


Fuente: Elaboración propia

Y para el sentido “Y”:

$$Coef_y(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_y} \quad T := 0, .1..10$$

Figura 38 Espectro de diseño para el sentido "Y"



Fuente: Elaboración propia

3.7.6. Control de los desplazamientos laterales

De acuerdo a la norma peruana E030, para el control de los desplazamientos laterales de entrepiso, los resultados deberán ser multiplicados por el valor de 0.75R para estructuras regulares y R para estructuras irregulares, para calcular los máximos desplazamientos laterales de la estructura. Para la edificación se tiene:

Tabla 12 Derivas por piso para ambos sentidos

DERIVAS:		
	Sentido X	Sentido Y
Piso1	0.0042	0.0033
Piso2	0.0080	0.0067
Piso3	0.0094	0.0085
Piso4	0.0099	0.0096
Piso5	0.0097	0.0101
Piso6	0.0091	0.0100
Piso7	0.0081	0.0095
Piso8	0.0069	0.0085
Piso9	0.0059	0.0081

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el desplazamiento máximo de la edificación no está dentro de los parámetros normativos, pues el desplazamiento relativo máximo permisible de entrepiso (Δ_i/h_e) en la dirección "X" es de un máximo de 0.099 y en la dirección "Y" es de un

máximo 0.0101 con respecto al valor de 0.007 estipulado en la norma E.030, esto debido a los cambios que se han dado en la normativa desde el año de diseño de la edificación.

3.7.7. Verificación de irregularidades

Con respecto a las irregularidades en la dirección X se tiene irregularidad en altura como en planta con valores de 0.75 y 0.9 respectivamente, para la dirección Y se tiene irregularidad solo en planta con un valor de 0.75. A continuación se tiene el siguiente resumen, para más detalles revisar Anexo II.

Tabla 13 Verificación de Irregularidades

Irregularidades en Altura		"X"	"Y"	"X"	"Y"
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando		Irregular	Regular	0.75	1
Irregularidad Extrema de Rigidez - Piso Blando		Regular	-	1	
Irregularidad de resistencia - Piso Debil		Regular	Regular	1	1
Irregularidad de Masa o Peso		Regular		1	
Irregularidad de Geometria Vertical		Regular		1	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes		Regular		1	
Irregularidad en planta		"X"	"Y"	"X"	"Y"
Irregularidad torsional		Regular	Irregular	1	0.75
Irregularidad torsional extrema		-	Regular		1
Esquinas Entrantes		Irregular	Irregular	0.9	0.9
Discontinuidad del diafragma		Regular		1	
Sistemas no paralelos		Regular	Regular	1	
la_X	0.75	Ip_X	0.9		
la_Y	1	Ip_Y	0.75		

Fuente: Elaboración propia

3.7.8. Sistema estructural

La verificación del sistema estructural se evalúa según la capacidad que tienen los elementos estructurales de tomar la fuerza cortante. En la edificación analizada se tiene un sistema "Dual" para el sentido X y un sistema de muros para el sentido "Y".

Tabla 14 Verificación del Sistema Estructural

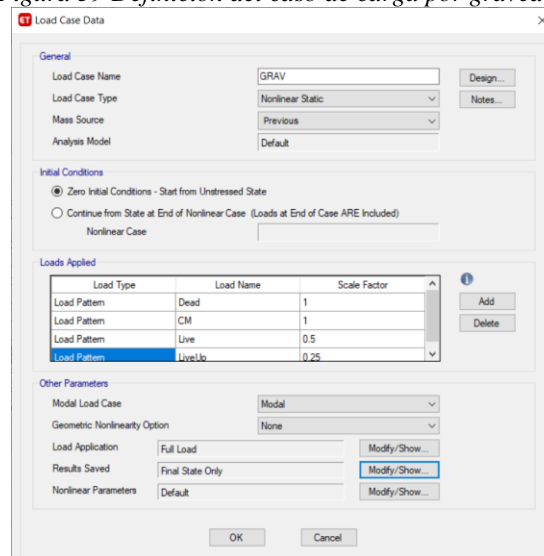
Tipos de sistema estructural en X					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	Sistema	
			tonf	%	
SxD	LinRespSpec	Max	3948.5255		
SxDmuros	LinRespSpec	Max	2740.1389	69.40%	DUAL
Tipos de sistema estructural en Y					
Output Case	Case Type	Step Type	FY	Sistema	
			tonf	%	
SyD	LinRespSpec	Max	4150.9761		
SyDMuros	LinRespSpec	Max	3310.2036	79.75%	MUROS

Fuente: Elaboración propia

3.7.9. Análisis no lineal estático

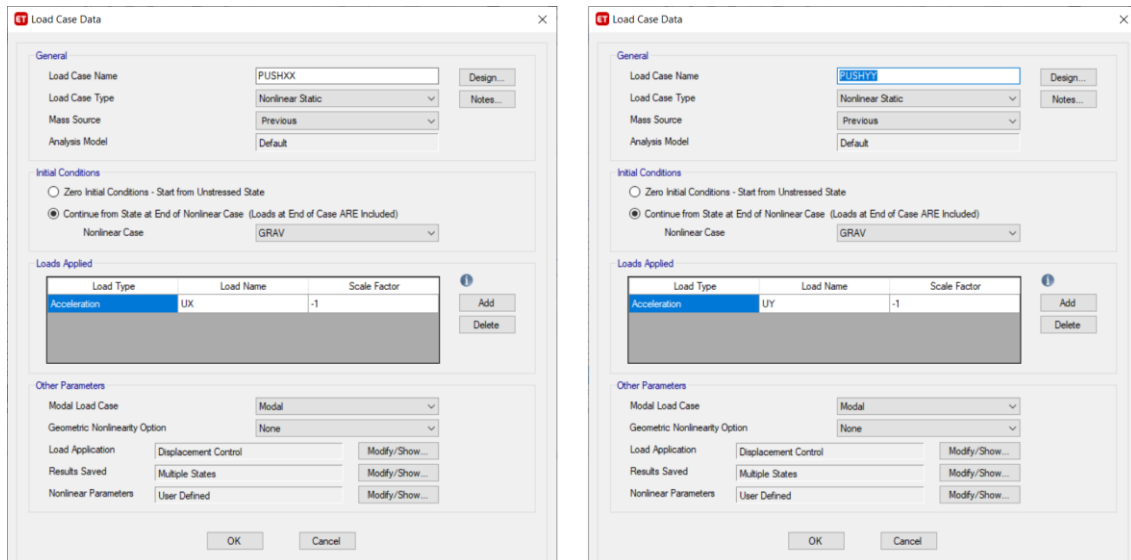
El análisis no lineal parte de un caso de gravedad el cual se definió de acuerdo a la norma peruana E.030, que para el caso de edificaciones esenciales se adiciona un 50% de la carga viva a la carga parmente. Luego se definieron un caso de carga lateral monótonica o pushover tanto para el sentido “X” como para el sentido “Y”, además se ha considerado el punto 24 señalado en la [figura 42](#) como punto de control para los dos casos de análisis.

Figura 39 Definición del caso de carga por gravedad



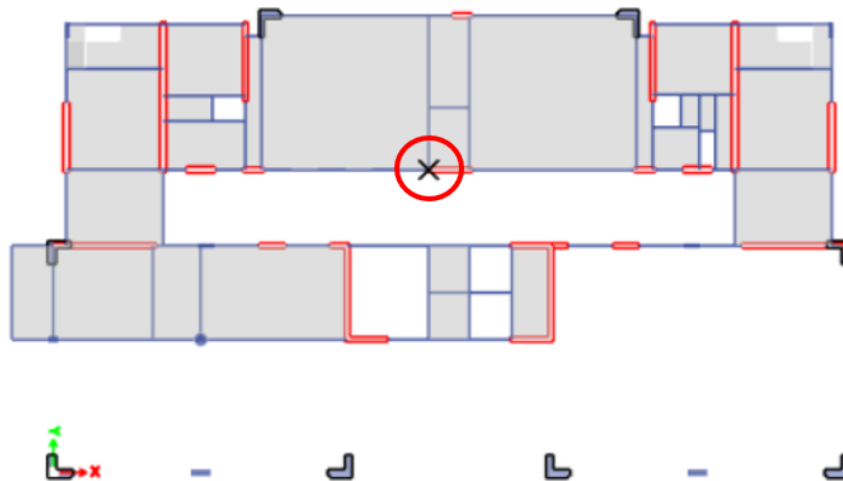
Fuente: Elaboración propia

Figura 40 Definición de los casos de Carga Pushover en "X" y en "Y"



Fuente: Elaboración propia

Figura 41 Ubicación del punto 24 punto de control en el último nivel.

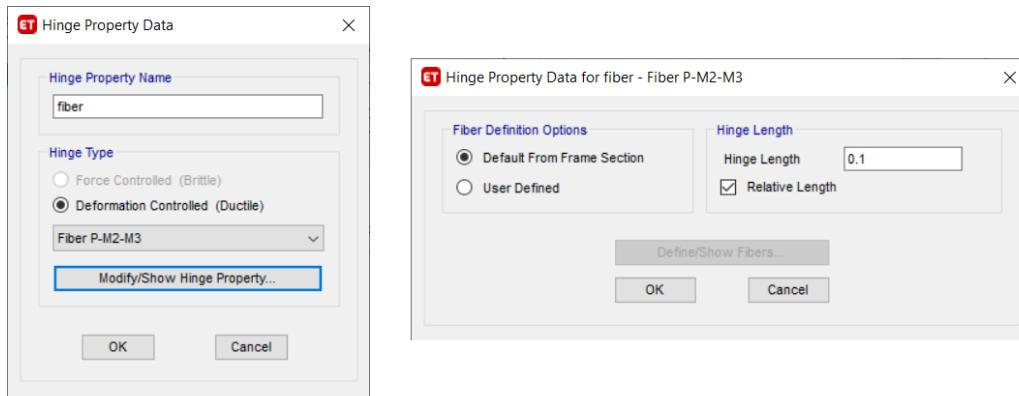


Fuente: Elaboración propia

Los modelos para las curvas de esfuerzo deformación tanto para el concreto como para el acero se utilizaron el modelo de Mander y el modelo de Simple respectivamente, los cuales definen el tipo de comportamiento que tendrá el material cuando estos incurrieren en el rango no lineal.

Para las rotulas plásticas que son los elementos en los que se hará el control de los esfuerzos del elemento y su incursión en el rango no lineal se optó por utilizar el modelo de plasticidad concentrada tipo fibra tanto para los elementos frame como son las columnas y las vigas, como también para los elementos wall que se utilizaron para modelar los muros.

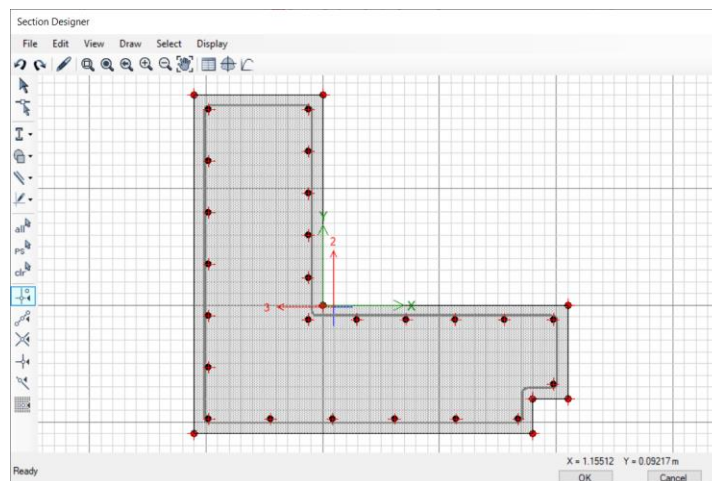
Figura 42 Definición de las propiedades de las rotulas tipo fibra.



Fuente: Elaboración propia

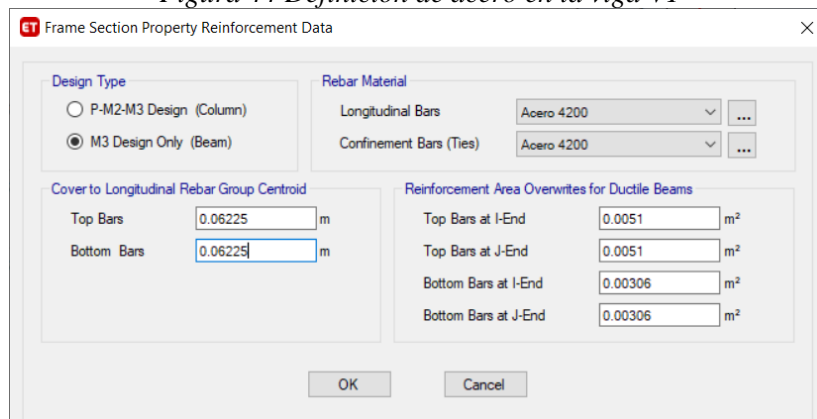
Definidas las rotulas plásticas los elementos donde estas están asignados deben tener el acero correspondiente según lo indiquen los planos estructurales y que se deben definir de igual forma dentro del modelo matemático.

Figura 43 Definición de acero en la columna P1 a través de Section Designer



Fuente: Elaboración propia

Figura 44 Definición de acero en la viga V1



Fuente: Elaboración propia

Con respecto a las placas se le ha asignado acero con la opción Wall Hinge Reinforcement como se aprecia en la siguiente imagen. Una vez definidas tanto los casos de carga, las rotulas plásticas y la distribución de acero de los elementos en el modelo se procede con el análisis.

Figura 45 Asignación de Acero en placa PLI

Rebar Material

Material Flexure: Acero 4200
 Material Shear: Acero 4200
 Bar Clear Cover: 0.04 m

Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
6.75	18.6	6.75	27.9	9.3	0.4	2.5	2.5

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#8		25
Center	#8	0.175	24
End	#8		25

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.2	Yes
Center	#5	0.175	No
End	#3	0.2	Yes

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m2)
*		

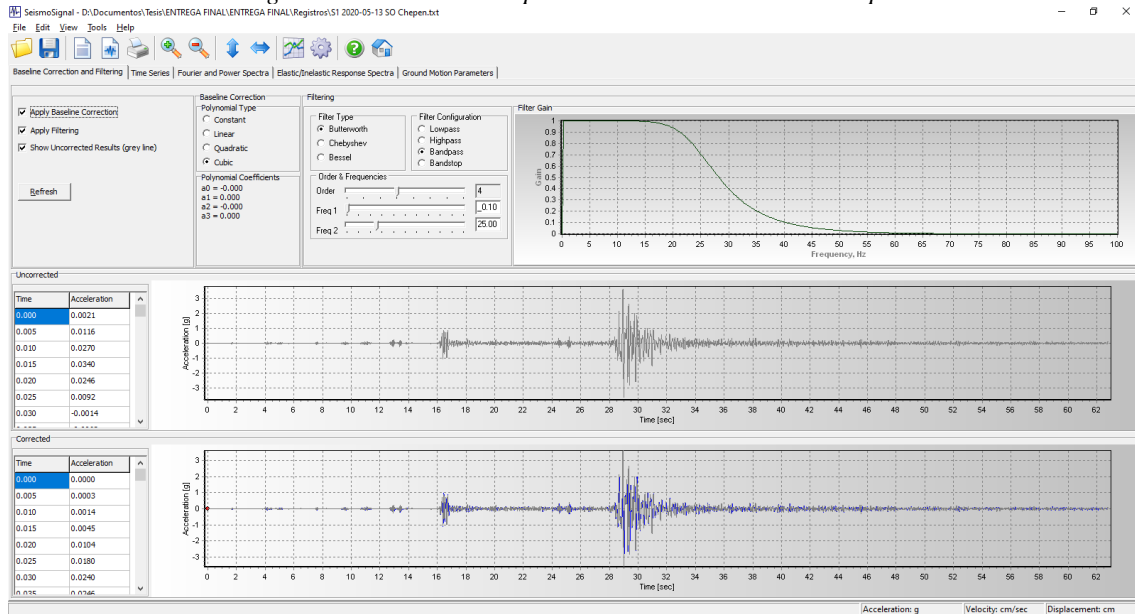
OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

3.7.10. Tratamiento de los registros sísmicos.

Cada registro sísmico utilizado ha sido procesado de la siguiente manera: primero por una corrección por línea base utilizando la configuración tipo polinomial tipo cubica mediante el Software SeismoSignal con el fin de reducir cualquier tipo de ruido o interferencia que se pueda haber generado durante el registro del evento sísmico.

Figura 46 Procesamiento por línea base del Sismo S1 Chapén



Fuente: SeismoSignal

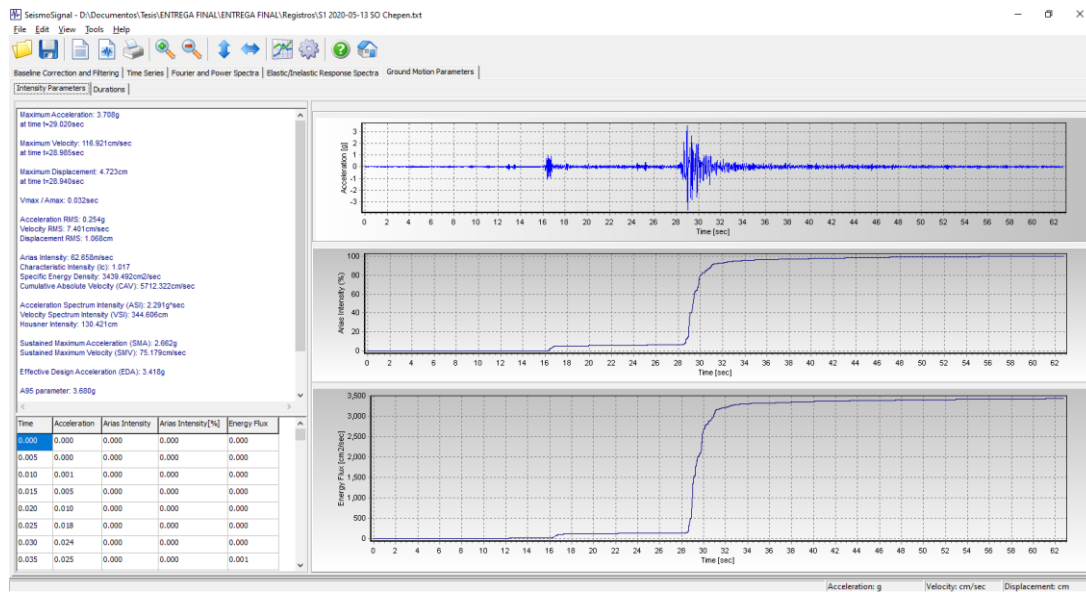
Luego de la corrección del registro sísmico se procedió a recortar el registro teniendo en cuenta el criterio de Intensidad propuesto por el profesor Arturo Arias o también llamada Intensidad Sísmica Instrumental y el sustento de que el periodo más significativo en el que se produce el evento sísmico se da entre el 5% y el 95% de la Intensidad de Arias (IA). [32] Con ayuda del Software SeismoSignal se procedió a recortar el registro donde la IA cumple con lo ya mencionado.

Tabla 15 Resultados del recorte de registros

	T inicial (s)	T final (s)	Frecuencia de Muestreo
S1	62.79	15.86	200
S2	75.77	26.87	100
S3	63.77	32.345	200

Fuente: Elaboración propia

Figura 47 Graficas de Aceleración, Intensidad de Arias y Energía para el sismo S1 Chapén



Fuente: SeismoSignal

Para terminar el procesamiento de los registros sísmicos se procedió a compatibilizar los espectros tomando como base un espectro elástico en el que no se haya incluido el parámetro de reducción de la fuerza sísmica “R”, además de considerar para valores de T menores que T_p valores de $C = 1 + 7.5T/T_p$. Para ello se utilizó el software SeismoMatch teniendo en cuenta que la compatibilización entre los registros sísmicos se realiza entre los valores de $0.2T$ y $1.5T$ que para los periodos fundamentales en “X” y en “Y” de la edificación en análisis son 0.628 s y 0.58 s respectivamente, quedando el rango entre 0.116 s y 0.942s.

Figura 48 Compatibilización de Espectros

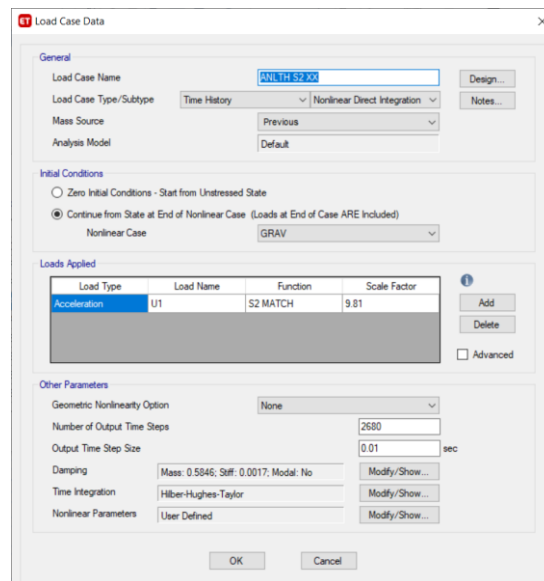


Fuente: SeismoMatch

3.7.11. Análisis no lineal dinámico

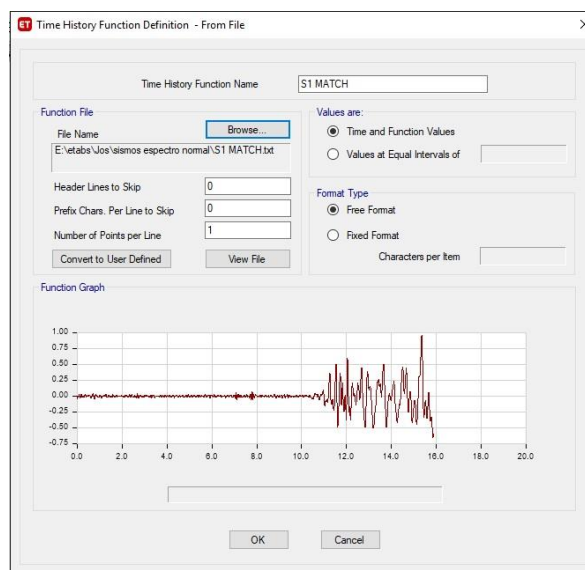
Con respecto al análisis no lineal dinámico se tiene que tener en cuenta el modelo de histéresis empleado, pues en este análisis se produce un constante ciclo de carga y descarga del material generando ciclos histeréticos, se optó por usar el modelo de Pivot. Como el modelo es continuación del análisis no lineal estático en general los demás parámetros a tener en cuenta como rotulas y aceros ya fueron definidos, por lo que resta cargar el registro sísmico corregido además de espectro compatible y definir el caso de carga dinámico tanto para el sentido “X” e “Y”

Figura 49 Definición del caso de carga para el análisis no lineal dinámico



Fuente: Elaboración propia

Figura 50 Creación función tiempo historia a partir del sismo S1



Fuente: Elaboración propia

3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos

Fase 1:

Verificar la coherencia de los resultados obtenidos tanto para el análisis no lineal estático como dinámico, para ello se verificará que los valores de desplazamientos y cortantes, así como la degradación de la rigidez se pueda apreciar ya sea en la curva pushover o en el resultado de las rotulas.

Fase 2:

Se identificará la aparición de las rotulas plásticas y así como el comportamiento a lo largo del evento tanto para el análisis no lineal estático como dinámico

Fase 3:

Se evaluará la ductilidad para la curva pushover teniendo en cuenta los criterios principalmente del ASCE 41-17.

Fase 4:

Se evaluar la ductilidad de la edificación resultado del análisis no lineal dinámico para ello se realizará una curva IDA teniendo en cuenta los desplazamientos máximos para valores de un mismo sismo el cual se ha compatibilizado con diferentes valores escalados del espectro de diseño.

Fase 5:

Se comparan los resultados de ductilidad y se realizarán las conclusiones.

3.9. Matriz de consistencia

Tabla 16 Matriz de consistencia

Formulación del Problema	Objetivos	Hipótesis	Técnicas e Instrumentos
¿El edificio Juan Pablo II, tendrá la suficiente ductilidad para resistir un evento sísmico severo?	Obj. General:		
	• Diagnosticar la ductilidad mediante el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico de la edificación Juan Pablo II	El edificio Juan Pablo II tiene la suficiente ductilidad para resistir un evento sísmico.	Análisis lineal y análisis no lineal
	Obj. Específicos		
	• Recopilar y actualizar los datos acerca de los usos que se dan a los ambientes y la implementación de los nuevos ambientes		Entrevistas.
	• Obtener los registros sísmicos de tres sismos históricos ocurridos en el Perú		Registros sísmicos
	• Realizar el análisis lineal de la edificación en base a la norma E030		Análisis lineal estático
			Análisis lineal dinámico
	• Realizar el análisis no lineal de la edificación.		Análisis no lineal estático
			Análisis no lineal dinámico
• Determinar el momento y el número de rotulas plásticas que se presentan.		Análisis no lineal	

Fuente: Elaboración propia

3.10. Consideraciones éticas

El tema del presente trabajo se ideó y elaboró por propia voluntad después de previamente haber sido aprobada según los requerimientos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, esperando que pueda contribuir a mejorar el conocimiento de este tema, importante en los últimos años, de la ingeniería estructural.

En cuanto a la información que aquí se presentó, y que no es de elaboración propia, esta referenciada, con el fin de que se le reconozca por ello a quien le corresponda. Para este trabajo se utilizó información real, que en su momento fue utilizada para realizar el diseño de la edificación para que con ello se tenga fidelidad de los resultados obtenidos y así quien necesite pueda hacer uso de ellos.

Por todo ello con este proyecto una parte de lo que se buscó es la verdad y la libertad de pensamiento. Ello esperando dar alternativas solidarias, responsables y sostenibles a los problemas de la sociedad acorde a valores que la universidad también busca y promueve.

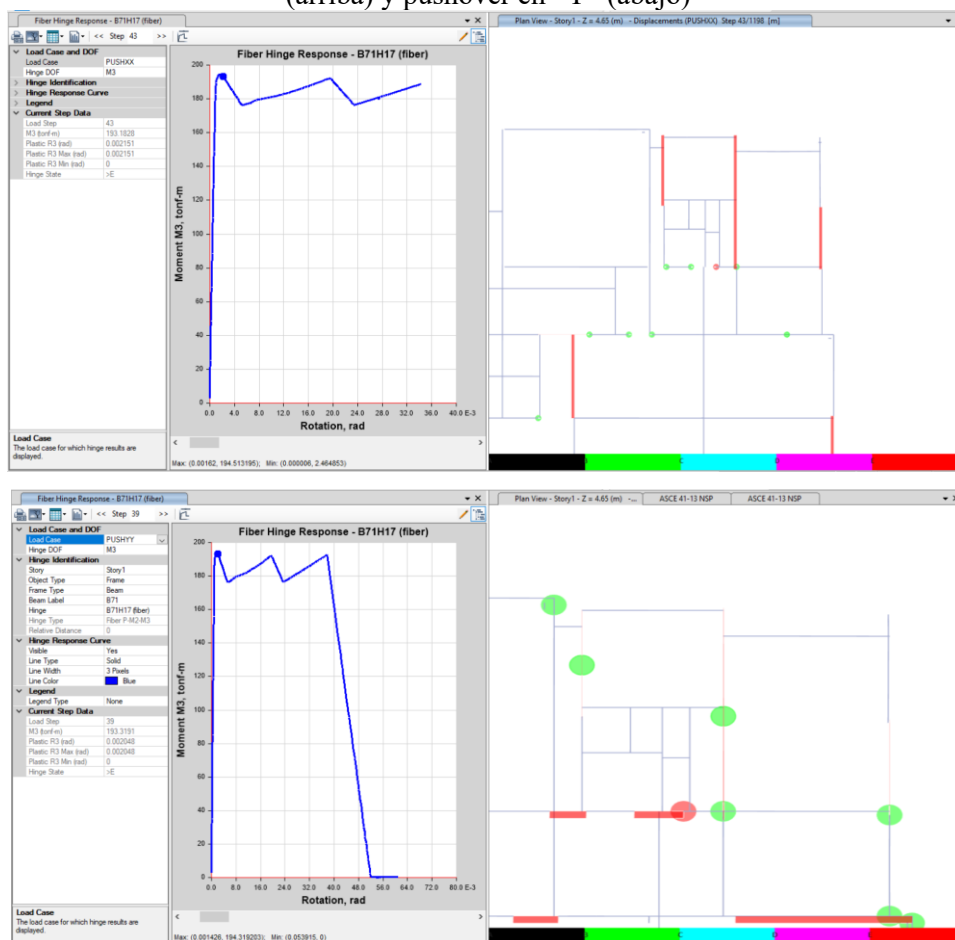
IV. Resultados y discusiones

4.1. Resultados

4.1.1. Sobre las rotulas plásticas

La primera rotula plástica tanto para el caso de carga monolítica en el sentido “X” como en el “Y” aparece luego de que el punto de control en ultimo nivel alcanzara un desplazamiento de 9.9961 cm y 14.932 cm respectivamente en “X” y en “Y”.

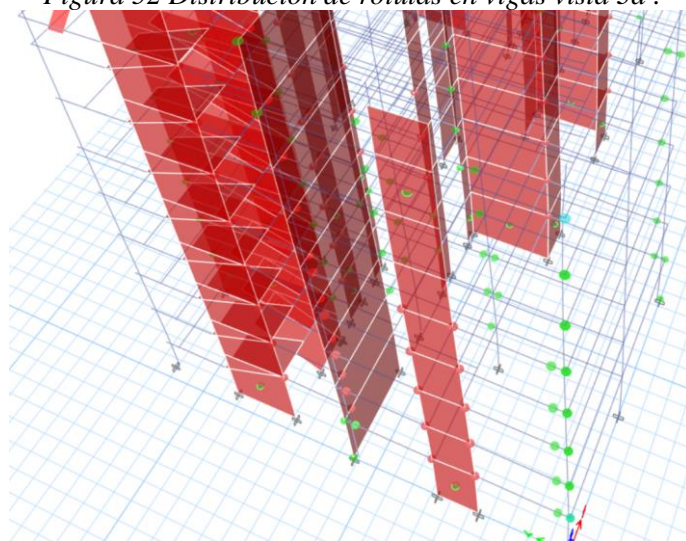
Figura 51 Primera rotula plástica y diagrama momento curvatura de esta para pushover en “X” (arriba) y pushover en “Y” (abajo)



Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse las siguientes rotula aparecen en las vigas que comparten un extremo con algún muro de corte.

Figura 52 Distribución de rotulas en vigas vista 3d .



Fuente: Elaboración propia

En cuanto a los muros el primero en alcanzar curvaturas superiores a los 0.020 radianes para el pushover en “X” es la placa PL2 junto con un segmento de la placa PL4, la cual se señala en la figura 55. Para el pushover en Y la primera placa en alcanzar mencionadas curvaturas es la placa PL1.

4.1.2. Del análisis no lineal estático

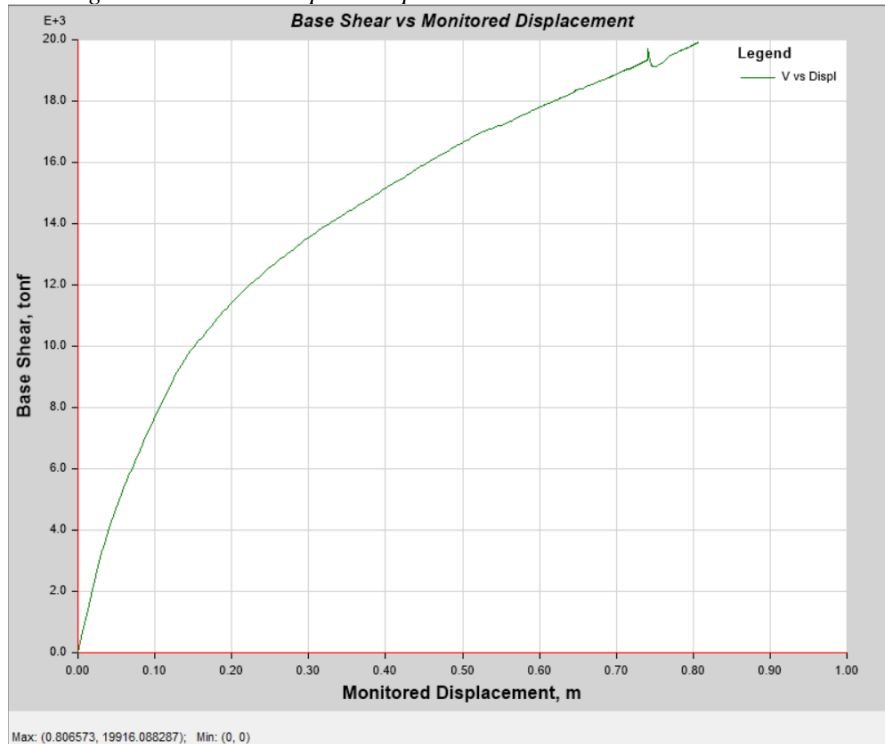
Los resultados que se obtienen directamente del análisis no lineal estático es la curva de capacidad de la edificación, a continuación, se muestran tanto la curva de capacidad para el sentido “X” como en el sentido “Y”.

Figura 53 Curva de capacidad para el análisis estático en el sentido "X"



Fuente: Elaboración propia

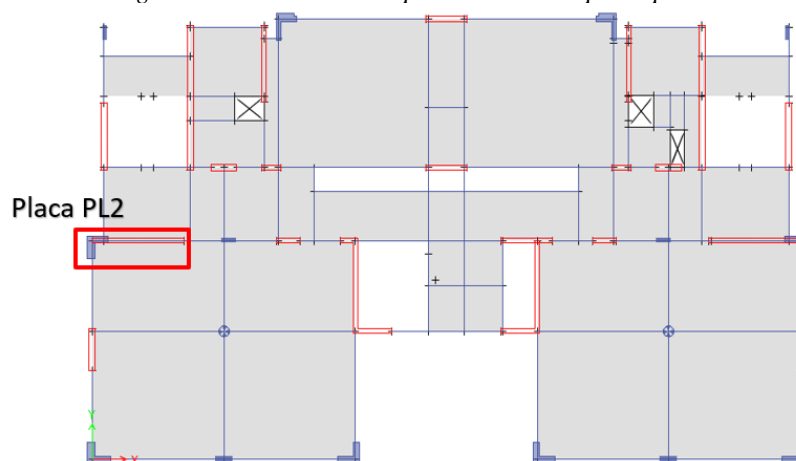
Figura 54 Curva de capacidad para el análisis estático en el sentido "Y"



Fuente: Elaboración propia

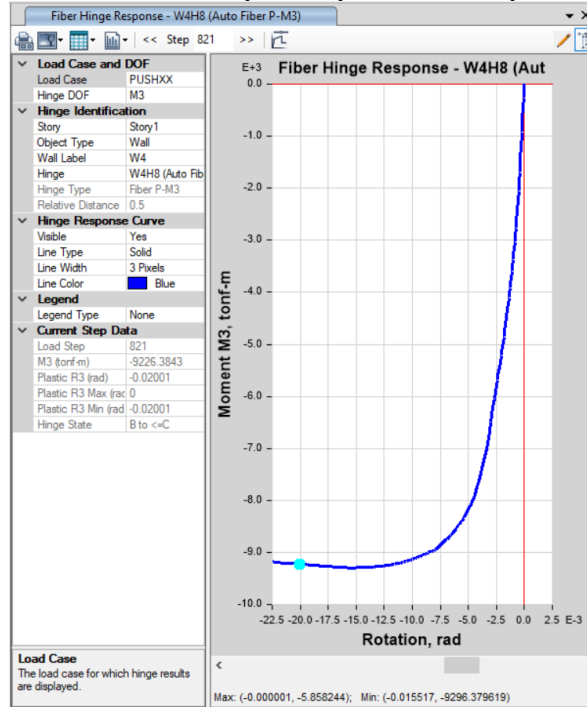
Como se puede apreciar en ambas curvas de capacidad la estructura soporta una gran deformación, para evaluar el punto de colapso se tendrá en cuenta las rotaciones máximas que se permiten para los elementos estructurales más importantes. Para ello se tendrá en cuenta la placa PL2 del primer nivel, la cual se señala en la siguiente figura para la que se tienen la gráfica momento rotación mostrada en la [figura 56](#).

Figura 55 Ubicación de la placa PL2 en un plano planta



Fuente: Elaboración propia

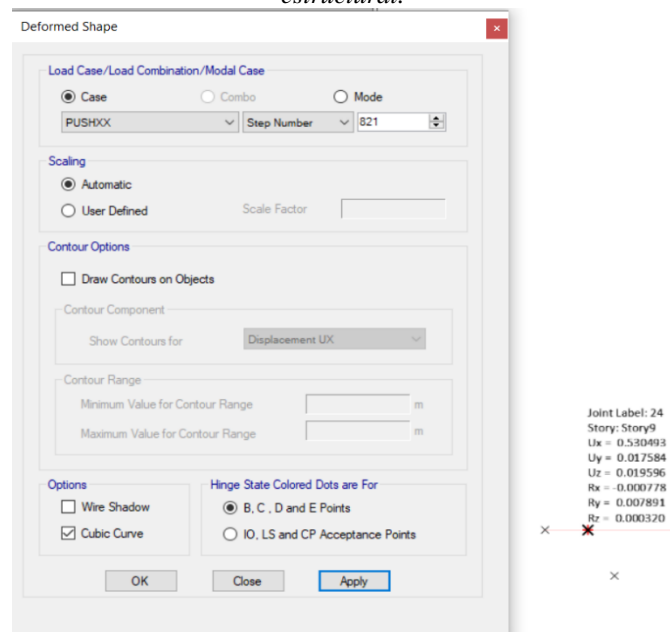
Figura 56 Diagrama momento rotación para la placa PL2 del primer nivel dirección "X".



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar una curvatura de 0.020 radianes que es el valor límite para muros como señala el ATC-40 en su tabla 11-7 de criterios de aceptación para muros estructurales, se da en el step 821 del proceso para el cual el punto de control tiene un desplazamiento de 0.530493 m.

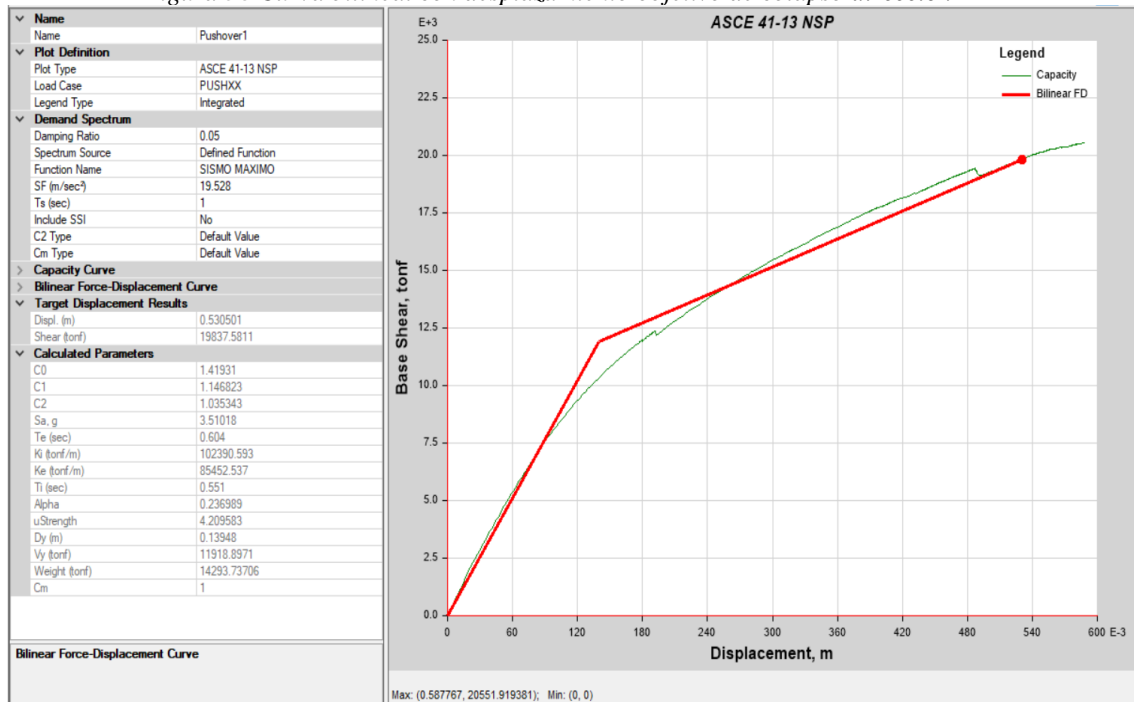
Figura 57 Desplazamiento del punto de control en "X" al inicio del estado de falla de estabilidad estructural.



Fuente: Elaboración propia

Una vez definido el desplazamiento donde se pierde la estabilidad estructural se determina la curva bilineal para lo que se ha seguido los criterios del ASCE 41-17.

Figura 58 Curva bilineal con desplazamiento objetivo de colapso dirección "X"



Fuente: Elaboración propia

A partir de esta curva bilineal se determina la ductilidad de la edificación de acuerdo con la siguiente formula.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde: Δ_u es el desplazamiento en el momento de colapso con un valor ya definido de 0.530493 m y

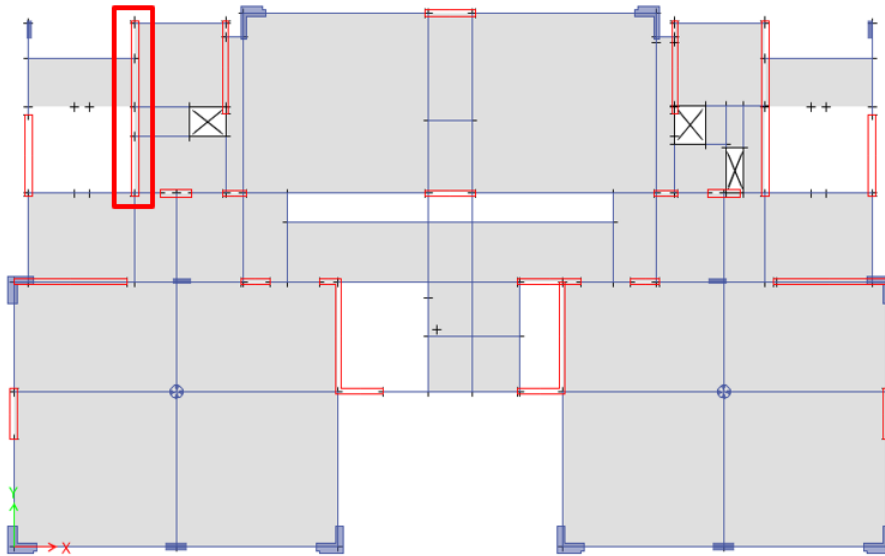
Δ_y es el desplazamiento que tiene el material durante el inicio de la fluencia con un valor de 0.13948 m

Obteniéndose una ductilidad μ_x de 3.8034.

Procedemos igual para el sentido en "Y" para ello se tendrá en cuenta la placa PL1 del primer nivel, que al igual que la anterior es la primera en colapsar para el análisis en el sentido "Y". Esta se señala en la siguiente imagen.

Figura 59 Ubicación de la placa PL1 en un plano planta

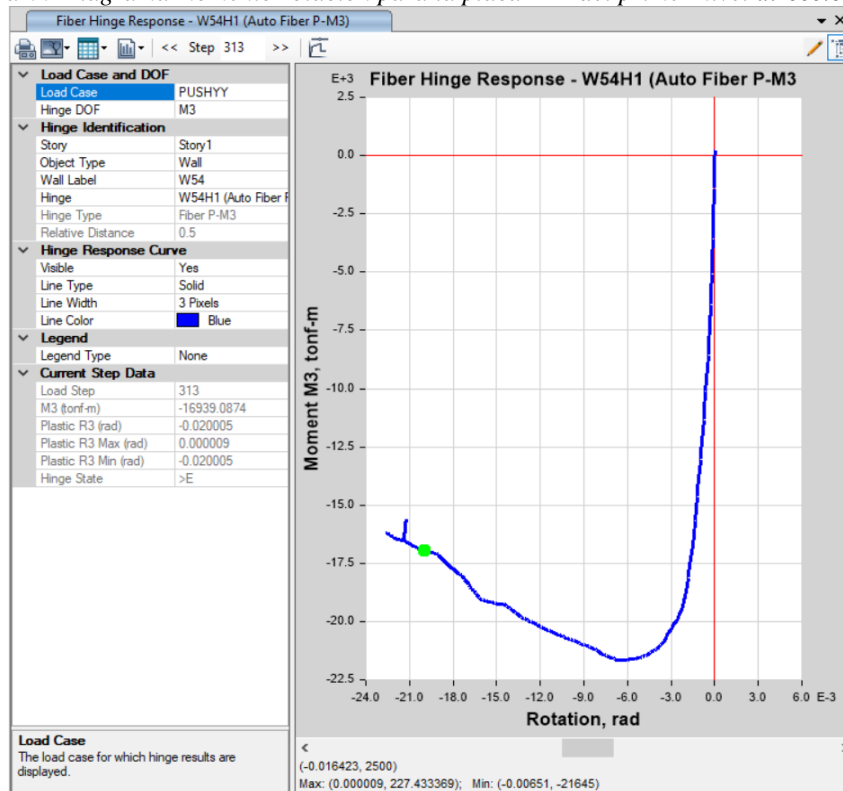
Placa PL1



Fuente: Elaboración propia

En la que se tiene el diagrama momento rotación siguiente:

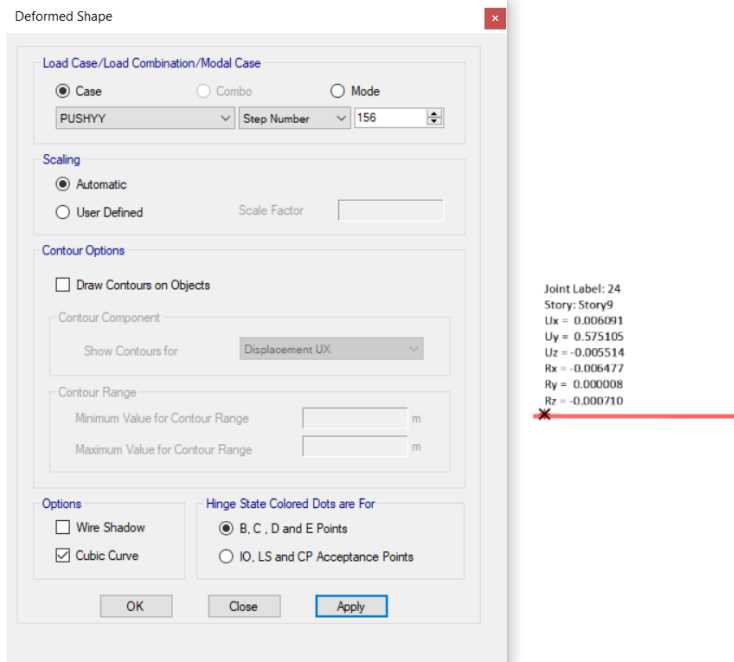
Figura 60 Diagrama momento rotación para la placa PL1 del primer nivel dirección "Y".



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar una curvatura de 0.020 radianes se da en el step 313 del proceso para el cual el punto de control tiene un desplazamiento de 0.710448 m.

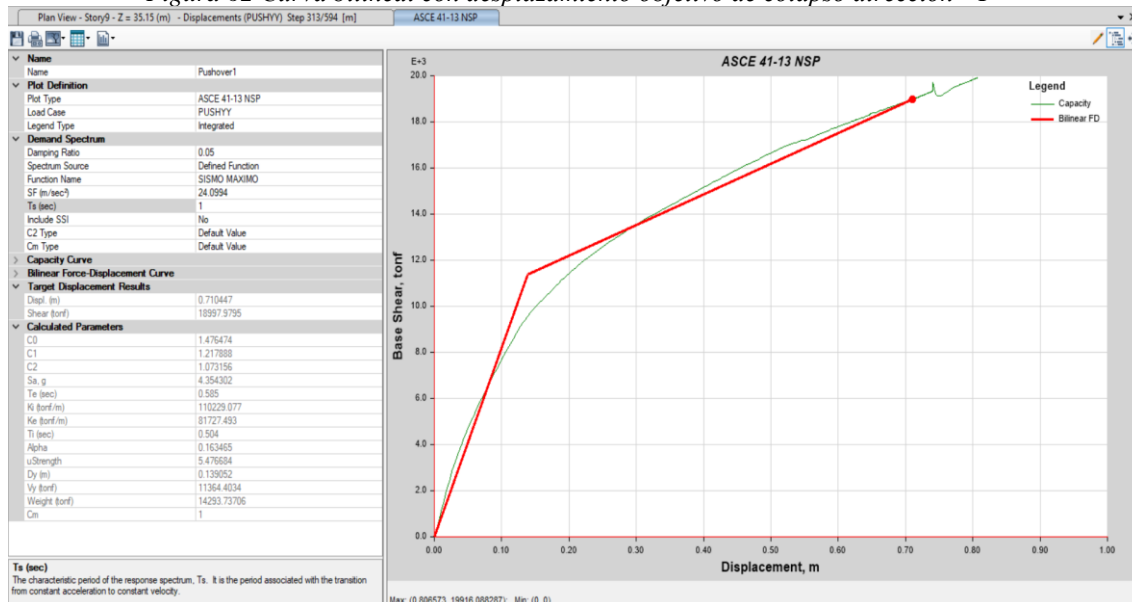
Figura 61 Figura 56 Desplazamiento del punto de control en "Y" al inicio del estado de falla de estabilidad estructural.



Fuente: Elaboración propia

Una vez definido el desplazamiento donde se pierde la estabilidad estructural se determina la curva bilineal.

Figura 62 Curva bilineal con desplazamiento objetivo de colapso dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia

A partir de esta curva bilineal se determina la ductilidad de la edificación.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

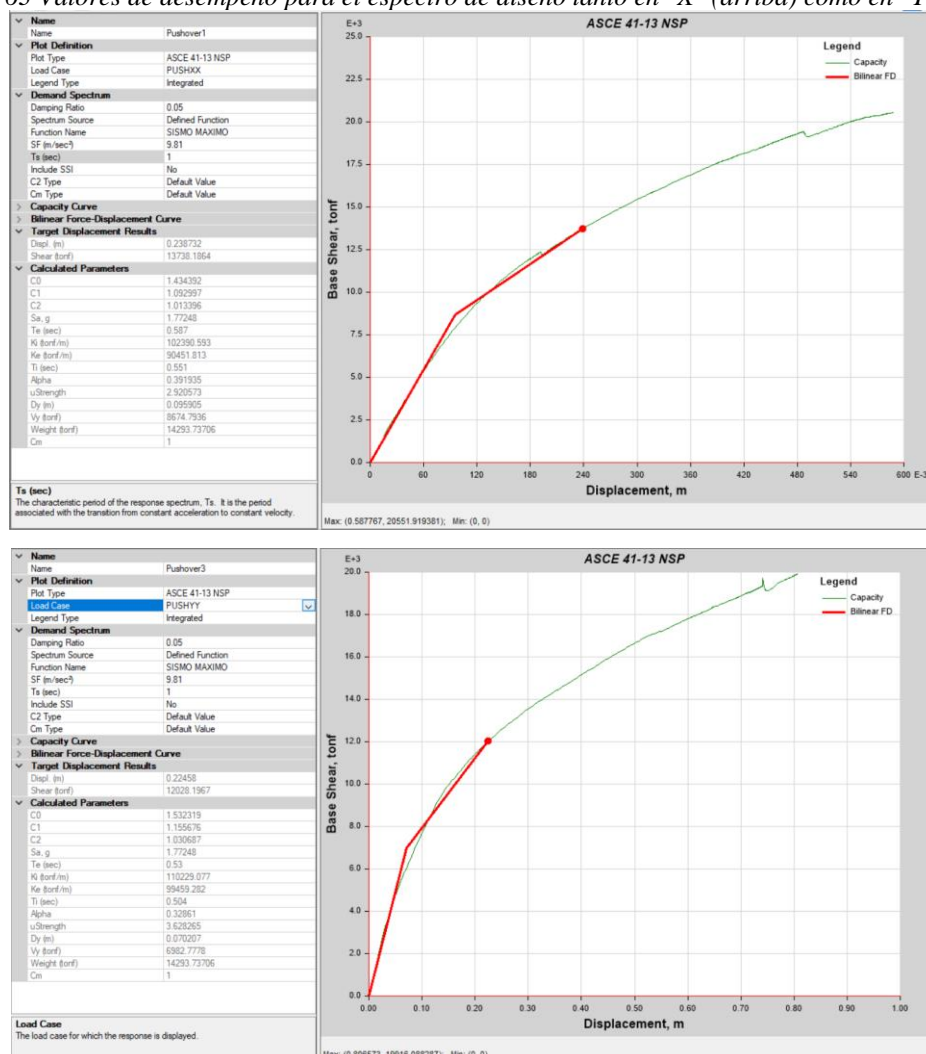
Donde: Δ_u es el desplazamiento en el momento de colapso con un valor ya definido de 0.710448 m y

Δ_y es el desplazamiento que tiene el material durante el inicio de la fluencia con un valor de 0.139052 m

Obteniéndose una ductilidad μ_y de 5.10922533.

Un valor característico del análisis no lineal es el punto de desempeño para el espectro de diseño, en la edificación este se alcanza a un desplazamiento de 0.238732 m en el sentido “X” y de 0.22458 m para el sentido “Y”.

Figura 63 Valores de desempeño para el espectro de diseño tanto en "X" (arriba) como en "Y" (abajo)

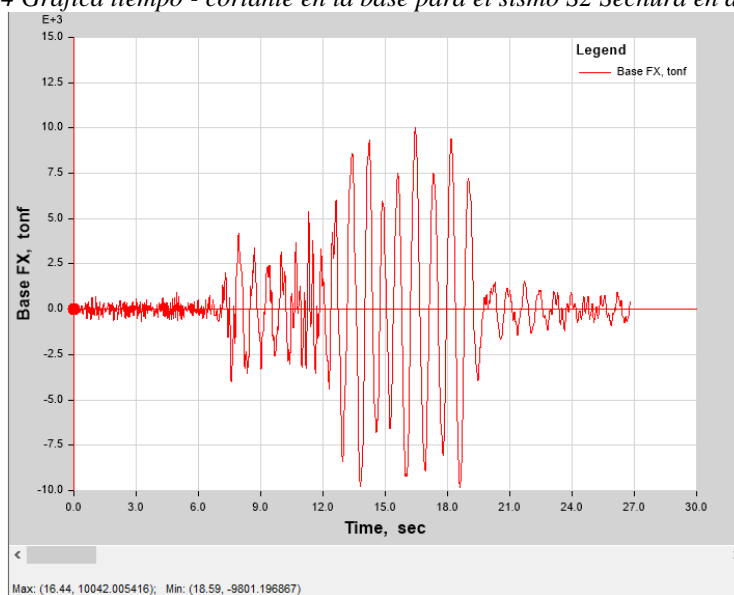


Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Del análisis no lineal dinámico

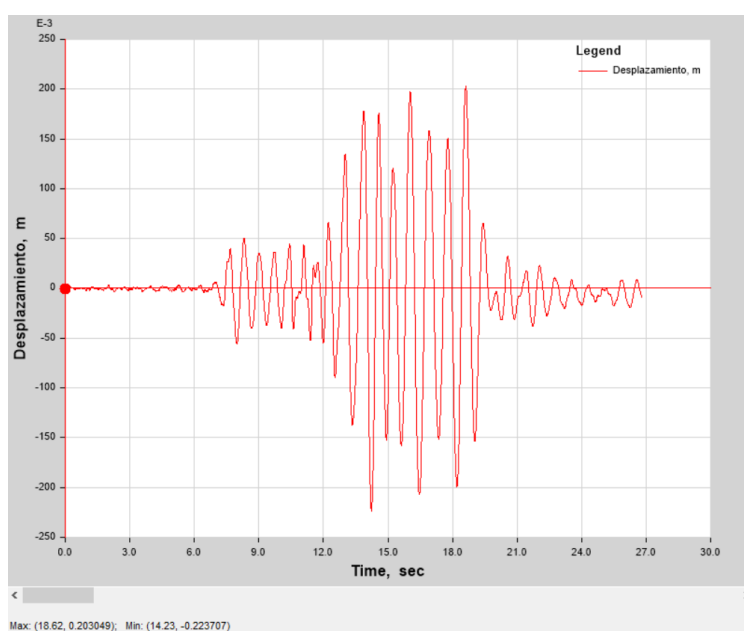
De este análisis se obtienen resultados que relacionan el tiempo con otro parámetro como pueden ser el desplazamiento o la cortante en la base, parámetros que se dan a lo largo de todo el registro sísmico que se ha integrado al modelo para el análisis. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para el sismo S2 SECHURA cuyo registro una vez procesado tuvo una duración de 26.8 segundos. Para el análisis se evaluó en intervalos de 0.01 s.

Figura 64 Grafica tiempo - cortante en la base para el sismo S2 Sechura en dirección X



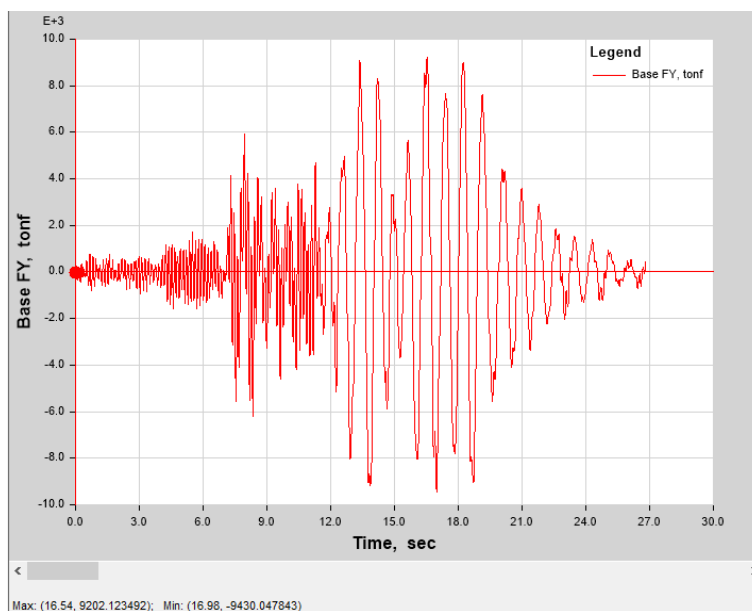
Fuente: Elaboración propia

Figura 65 Grafica tiempo - desplazamiento en la base para el sismo S2 Sechura en dirección X



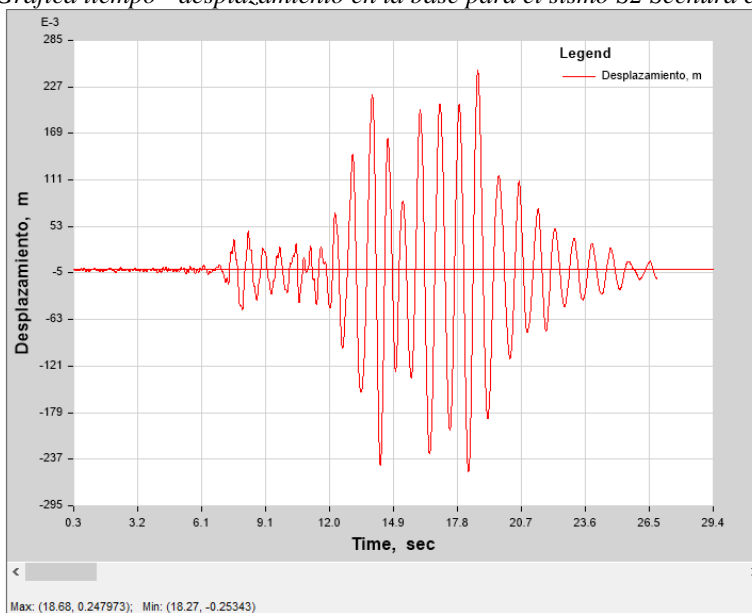
Fuente: Elaboración propia

Figura 66 Grafica tiempo - cortante en la base para el sismo S2 Sechura en dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Figura 67 Grafica tiempo - desplazamiento en la base para el sismo S2 Sechura en dirección Y



Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los resultados obtenidos para los 3 registros sísmicos analizados, en el cual se puede apreciar que aquel que muestra mayores valores tanto de cortante como de desplazamiento es el sismo S3 Sechura, los detalles de los resultados del análisis se puede apreciar en el Anexo III

Tabla 17 Resumen resultados del análisis tiempo historia para los sismos considerados.

	x		y	
	Desplazamiento (m)	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Cortante (tonf)
S1	0.2258	10280.7454	0.2431	9975.0250
S2	0.2237	10042.0054	0.2534	9430.0478
S3	0.2703	11447.0000	0.2985	10625.0000

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra para el sismo S3 Sechura se tiene un desplazamiento máximo en dirección X de 0.2703 m y de 0.2985 en dirección Y. Con respecto a la cortante en la base se tiene un máximo de 11447.00 tonf en la dirección X y de 10625.00 tonf en la dirección Y. Estos valores representan un solo punto en la curva IDA para cada dirección de análisis y sobre la cual se ha evaluado la ductilidad. Los siguientes puntos en la curva IDA están determinados por variaciones del registro tiempo historia, en los cuales se han considerado espectros sísmicos inelásticos escalados del básico definido a partir de los parámetros sísmicos.

Para determinar la ductilidad se realizó una curva IDA escalando los registros sísmicos con respecto a un espectro normal tomando valores proporcionales a: 0, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00, 3.50 y 4.00 a partir del registro sísmico S3 Sechura cuyo espectro normal tiene los mayores valores de pga, como se puede apreciar en la [figura 48](#), así como los mayores valores de cortante y desplazamiento como se muestra en la [tabla 17](#). Obteniéndose los resultados mostrados en la siguiente tabla.

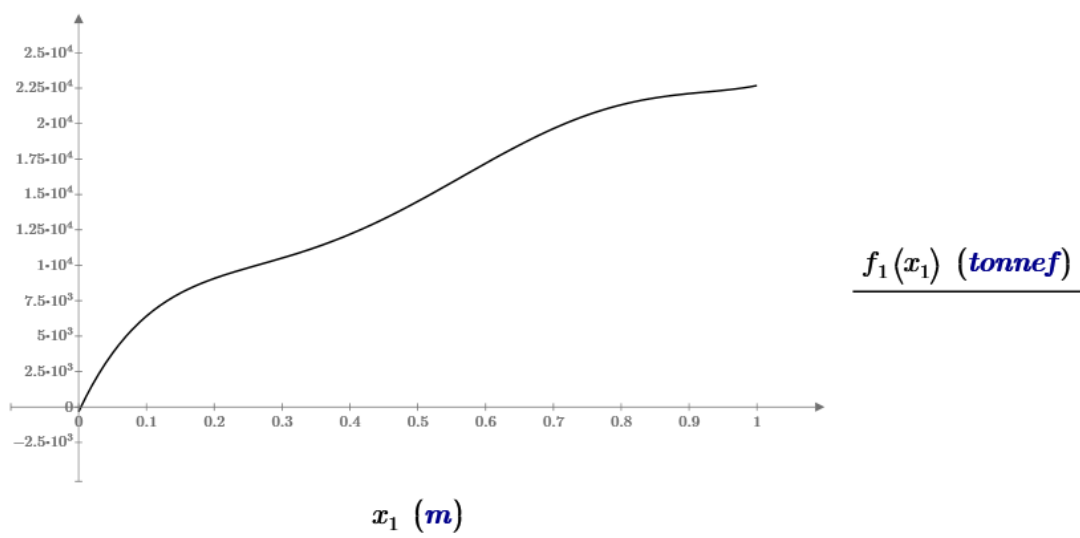
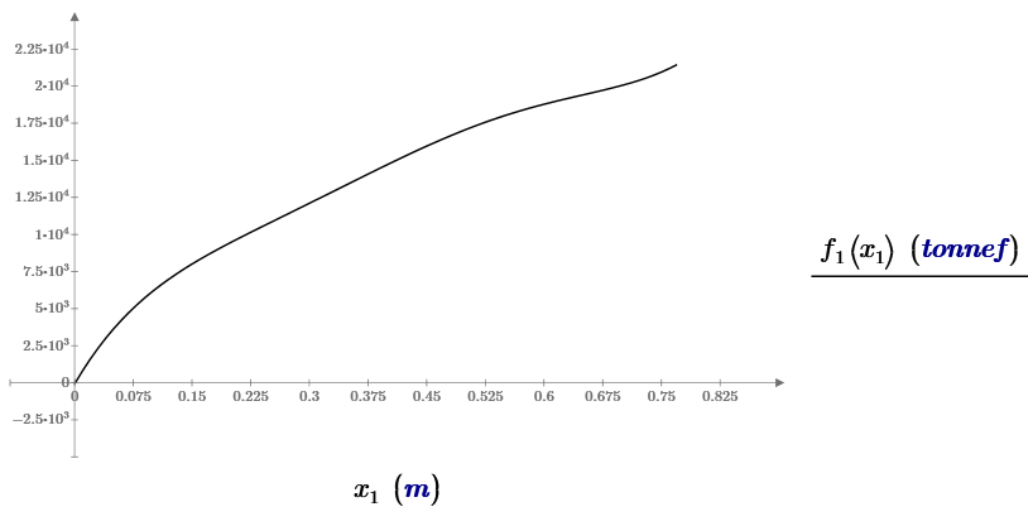
Tabla 18 Resultados del análisis tiempo historia para el sismo S3 escalado para diferentes valores

	x		y	
	Desplazamiento (m)	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Cortante (tonf)
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.0746	4687.0427	0.0565	3703.9657
0.5	0.1362	7866.1512	0.1501	7523.9343
0.75	0.2023	9552.0151	0.2010	9816.4567
1	0.2703	11447.0000	0.2985	10625.0000
1.25	0.3488	12780.6978	0.3218	11341.9043
1.5	0.3989	15001.6556	0.4422	12491.6880
2	0.4791	16873.0061	0.5197	13642.6172
2.5	0.5657	18088.7749	0.5854	17984.4455
3	0.6676	19666.3541	0.6889	20056.2879
3.5	0.7753	21613.7007	0.7927	20671.0032
4			1.0049	22789.3491

Fuente: Elaboración propia

En base a esta tabla se determinaron las curvas de capacidad teniendo en cuenta una línea de tendencia como se muestran en la siguiente figura.

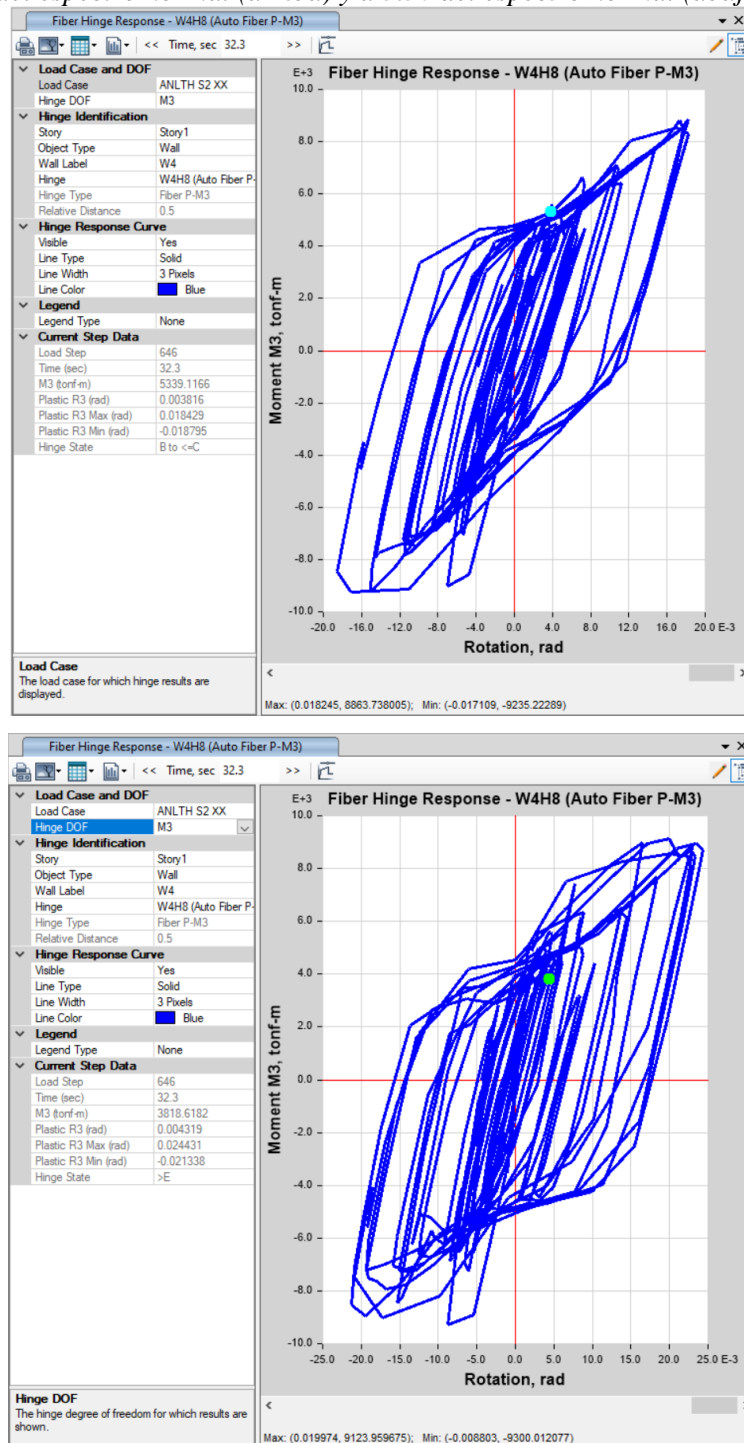
Figura 68 Curva IDA para el sismo S3 en la dirección "X" (arriba) y en la dirección "Y" (abajo)



Fuente: Elaboración propia

Para definir un punto de colapso se ha considerado el mismo criterio tomado para el análisis pushover, para ello se muestran los siguientes diagramas de momento rotación para la placa PL2 para el análisis en el sentido "X" y para el sentido "Y" los diagramas de la placa PL1.

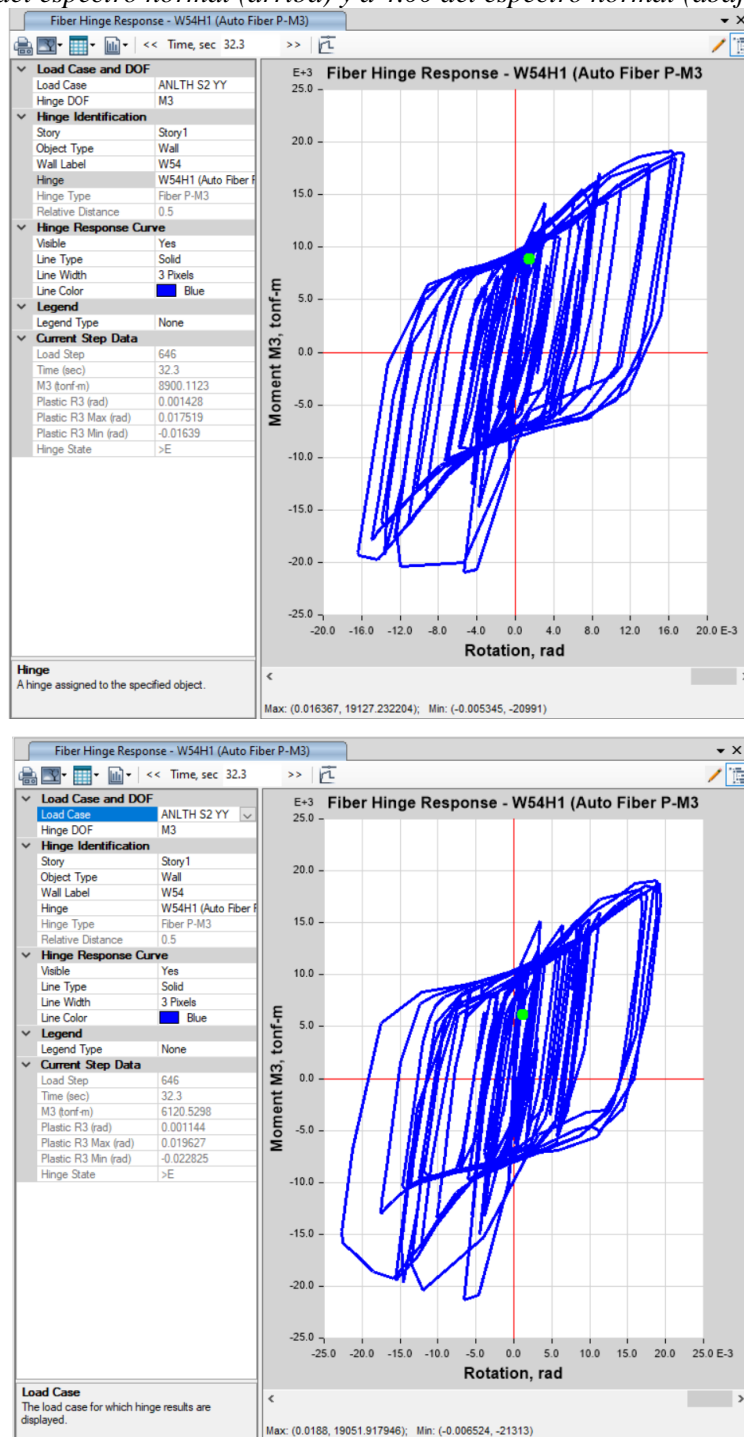
Figura 69 Diagrama momento rotación de la rótula definida para la placa PL2 escalado a 3.00 del espectro normal (arriba) y a 3.50 del espectro normal (abajo)



Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia para un valor escalado de 3.00 del espectro normal se tiene una rotación máxima de 0.018795 rad, mientras que para un valor escalado de 3.50 del espectro normal se tiene 0.024431 rad, considerando los valores de la [tabla 18](#) y tomando una rotación correspondiente a 0.020 rad por interpolación se tiene un desplazamiento de colapso para el sentido “X” de 0.69066 m.

Figura 70 Diagrama momento rotación de la rótula definida para la placa PL1 escalado a 3.50 del espectro normal (arriba) y a 4.00 del espectro normal (abajo)



Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia para un valor escalado de 3.50 del espectro normal se tiene una rotación máxima de 0.017519 rad, mientras que para un valor escalado de 4.00 del espectro normal se tiene 0.022825 rad, considerando los valores de la [tabla 18](#) y tomando una rotación correspondiente a 0.020 rad por interpolación se tiene un desplazamiento de colapso para el sentido “Y” de 0.89193 m.

Luego se determina una curva bilineal teniendo en cuenta el primer tramo de esta con una pendiente igual al tramo inicial de la curva IDA que representa la parte elástica y el desplazamiento de colapso ya determinado.

$$k_i := \frac{f_1(0.01 \text{ m})}{0.01 \text{ m}}$$

$$f_2(x) := k_i \cdot x \quad D_y := .104835 \cdot \text{m} \quad D_u := 0.69066 \text{ m}$$

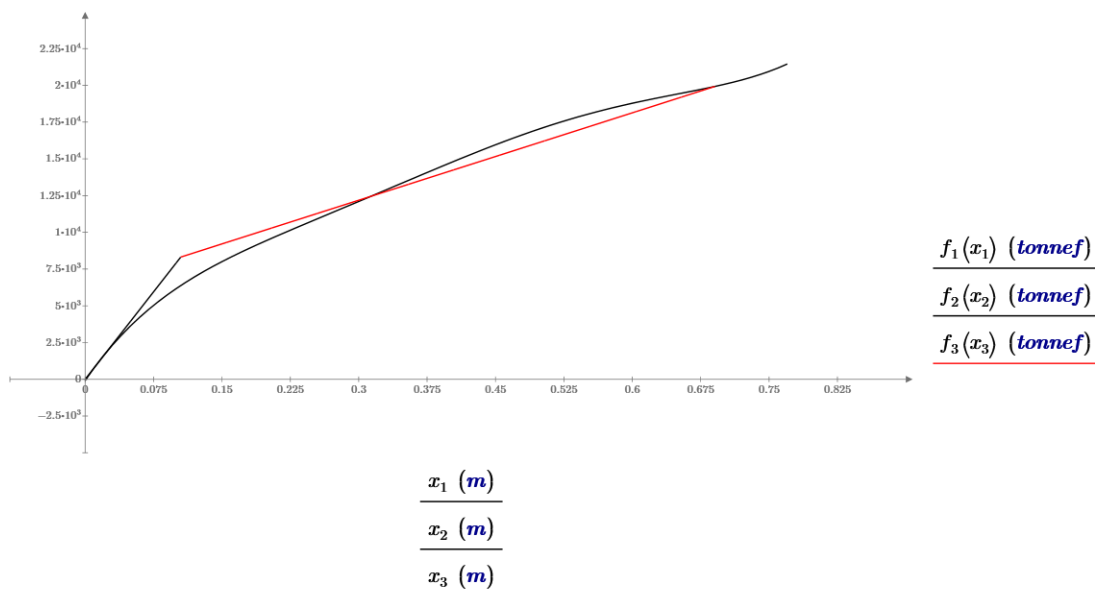
$$x_2 := 0, 0.0001 \text{ m} \dots D_y$$

$$k_2 := \frac{f_1(D_u) - f_2(D_y)}{D_u - D_y} = 19823.332 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$f_3(x) := k_2 \cdot x + f_2(D_y) - k_2 \cdot (D_y)$$

$$x_3 := D_y, D_y + 0.0001 \text{ m} \dots D_u$$

Figura 71 Curva bilineal del IDA para el sentido "X"



Fuente: Elaboración propia

Donde se verifica que el área debajo de la curva IDA es la misma que la que está por debajo de la curva bilineal.

$$a := \int_0^{D_y} f_2(x) dx - \int_0^{D_y} f_1(x) dx = 60.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$d := \int_{D_y}^{D_u} f_1(x) dx - \int_{D_y}^{D_u} f_3(x) dx = 60.403 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a - d = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A partir de esta curva bilineal se determina la ductilidad de la edificación.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde: Δ_u es el desplazamiento en el momento de colapso con un valor ya definido de 0.69066 m y

Δ_y es el desplazamiento que tiene el material durante el inicio de la fluencia con un valor de 0.104835 m

Obteniéndose una ductilidad μ_x de 6.58807.

Se procede de manera similar para el sentido en "Y"

$$k_i := \frac{f_1(0.01 \text{ m})}{0.01 \text{ m}}$$

$$f_2(x) := k_i \cdot x$$

$$D_y := .1259696 \cdot \text{m}$$

$$D_u := 0.89193 \text{ m}$$

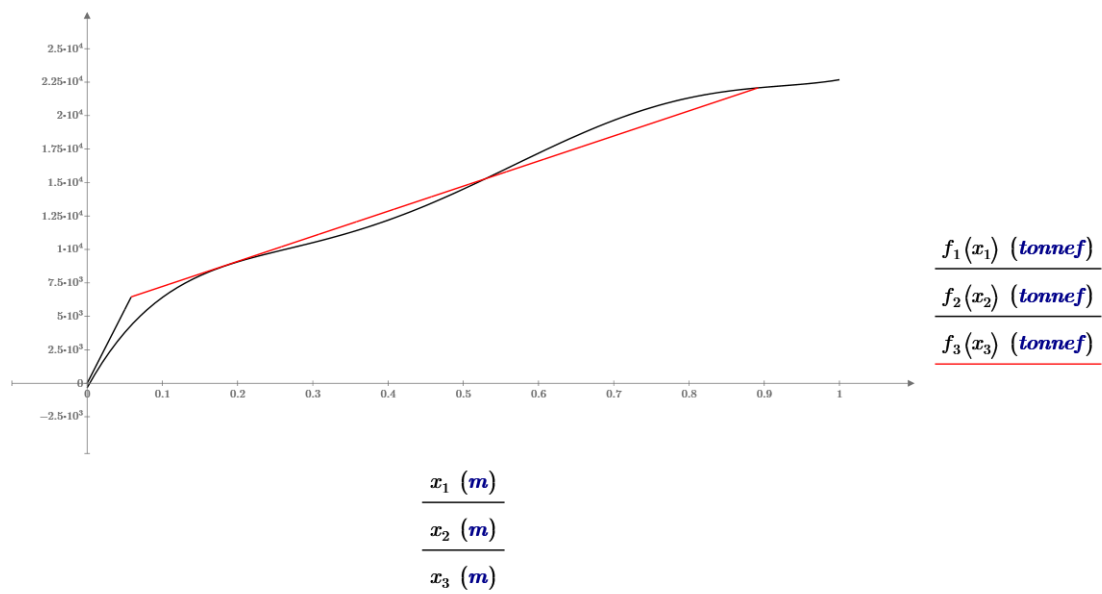
$$x_2 := 0, 0.0001 \text{ m} \dots D_y$$

$$k_2 := \frac{f_1(D_u) - f_2(D_y)}{D_u - D_y} = 18217.459 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$f_3(x) := k_2 \cdot x + f_2(D_y) - k_2 \cdot (D_y)$$

$$x_3 := D_y, D_y + 0.0001 \text{ m} \dots D_u$$

Figura 72 Curva bilineal del IDA para el sentido "Y"



Fuente: Elaboración propia

Donde se verifica que el área debajo de la curva IDA es la misma que la que está por debajo de la curva bilineal.

$$a := \int_0^{D_y} f_2(x) dx - \int_0^{D_y} f_1(x) dx = -22.413 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$d := \int_{D_y}^{D_u} f_1(x) dx - \int_{D_y}^{D_u} f_3(x) dx = -22.415 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a - d = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A partir de esta curva bilineal se determina la ductilidad de la edificación.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde: Δ_u es el desplazamiento en el momento de colapso con un valor ya definido de 0.89193 m y

Δ_y es el desplazamiento que tiene el material durante el inicio de la fluencia con un valor de 0.1259696 m

Obteniéndose una ductilidad μ_y de 7.080512.

En la siguiente tabla se muestran un resumen de los resultados más destacables del análisis realizado.

Tabla 19 Cuadro resumen de resultados

	X		Y	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Desplazamiento máximo análisis Lineal (m)		0.2199		0.2276
Desplazamiento para sismo de diseño (m)	0.2387	0.2703	0.2246	0.2985
Desplazamiento máximo elástico (m)	0.1395	0.1048	0.1391	0.1260
Desplazamiento de colapso (m)	0.5305	0.6907	0.7104	0.8919
Cortante máximo elástico (tonf)	11918.8971	8315.8940	11364.4034	8124.8250
Cortante de colapso (tonf)	19837.5811	19928.8970	18997.9795	22078.6770
Ductilidad	3.8000	6.5900	5.1100	7.0800

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, se puede obtener de los gráficos tiempo-cortante obtenidos el número de veces de fluencia en la que ha acaecido la estructura producto de los ciclos de carga y descarga. En la siguiente tabla se muestran la cantidad de veces que se ha superado el cortante máximo elástico para los diferentes análisis realizados conforme a los resultados presentados en las gráficas del Anexo III.

Tabla 20 Número de Veces de Fluencia para el Sismo S3 del IDA

Factor de escala del espectro normal	Veces de Fluencia Sismo S3					
	x			y		
	+	-	Total	+	-	Total
0.25	0	0	0	0	0	0
0.50	0	0	0	0	0	0
0.75	4	2	6	3	2	5
1.00	4	5	9	4	5	9
1.25	3	4	7	4	4	8
1.50	5	8	13	8	7	15
2.00	14	14	28	10	14	24
2.50	14	19	33	18	19	37
3.00	14	20	34	19	22	41
3.50	14	22	36	20	23	43
4.00				24	26	50

Fuente: Elaboración propia

4.2. Discusiones

Al igual que menciona Ramón Calcina [33] en sus conclusiones y por criterios generales de diseño las rotulas plásticas aparecen en primera instancia en las vigas. Es pues sabido que durante el diseño según la normativa peruana E.060 en su capítulo 21 especifica que el momento resistente de las columnas debe ser mayor en 1.2 veces al de las vigas, en la normativa americana conocida como la comprobación de los 6/5, la cual se suele también observar presente en software de diseño.

Esto con el fin de garantizar que la estabilidad de la estructura no se pierda de forma espontánea, y la edificación en análisis no es la excepción pues la primera rótula plástica se produce en la viga V8 que tiene una sección de 0.3 m x 0.85 m y una longitud de 1.425 m. La relación del claro entre el peralte es de 1.67 por lo que se clasifica como una viga de gran peralte. Además, esta se encuentra próxima a una placa por lo que se da esa concentración de esfuerzos.

Se puede observar un elevado valor del cortante al momento en que la estructura pierde su estabilidad, este se da debido al tipo de sistema estructural el cual es dual con un 69.40% de cortante absorbido por los muros en la dirección X y un sistema estructural de muros en la dirección Y con 79.75% del cortante absorbido por los muros. Adicionalmente los elementos de muro tienen una elevada cuantía de acero como es el caso de la placa PL1 donde se aprecia 143 varillas de Ø1” de acero haciendo de esta un

elemento bastante dúctil por lo que la estructura en general incurre rápidamente en el rango inelástico conforme se puede apreciar en las gráficas esfuerzo deformación.

La irregularidad que presenta la estructura hace que los esfuerzos no se concentren específicamente en un solo sentido, sino que los esfuerzos en una dirección se vean manifestados parcialmente en el otro sentido, esto se puede apreciar al verificar que la masa participante de los modos superiores tiene un aporte importante hasta el tercer modo, por lo que el comportamiento asemeja al de un edificio alto como señala el Pacific Earthquake Engineering Research Center [34], para el cual también se menciona que la cortante de demanda está entre tres a cuatro veces la cortante de diseño.

Un parámetro adicional que se suele tener en cuenta al momento de evaluar el comportamiento post elástico es la sobre resistencia (Ω_f) la cual se relaciona con el tramo de endurecimiento en el que entra el material una vez superado el límite elástico, la cual está definida por:

$$\Omega_f = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_y}$$

El parámetro de factor de la fuerza sísmica R se puede determinar como

$$R = \mu * \Omega_f \quad [35]$$

Para la curva de capacidad del análisis no lineal estático en “X” se tienen valores de “ $V_{m\acute{a}x}$ ” y de “ V_y ” de 19837.8971 tonf y de 11918.8971 tonf respectivamente, mientras que para la otra dirección se tiene un valor de “ $V_{m\acute{a}x}$ ” de 18997.9795 tonf y de “ V_y ” de 11364.4034 tonf. Obteniéndose:

$$R_x = 3.8034 * 1.6644 = 6.3303$$

$$R_y = 5.1092 * 1.6717 = 8.5410$$

Los cuales son valores superiores al R asumido durante el análisis lineal por lo que para el diseño de la edificación se tomó un factor de reducción por encima del considerado según la norma E.030, por lo cual los valores de R de la norma son más conservadores. Si se tiene en cuenta los valores de ductilidad obtenidos del análisis no lineal tiempo historia, son incluso aún más conservadores al ser estos últimos mayores que los del análisis pushover.

Si bien Flores Barreto [25] menciona que los momentos obtenidos de un análisis pushover suelen ser mucho menores que aquellos inducidos en la columna resultados de

un análisis no lineal dinámico, esto no se limita al momento en las columnas; esta afirmación se puede extender como se ha podido verificar en la edificación analizada hacia los desplazamientos máximos, así como también el valor de la ductilidad. Si se tuviera que precisar la razón de ello, la principal sería el comportamiento histerético en el que incurren los elementos producto de la carga y descarga continua permitiendo la disipación de energía, así como también la degradación de la rigidez debido al endurecimiento subsecuente a la fluencia de los elementos. En el modelo matemático realizado se aprecia claramente en los resultados de las rotulas del análisis tiempo historia ([figura 69](#) y [figura 70](#)), y así como estas cada elemento en el que se concentran esfuerzos sin llegar a ser estos muy elevados originan una disipación histerética de la energía. Por todo ello se puede afirmar que los resultados no son ajenos a los reales y comparten base con los resultados obtenidos por terceros en situaciones similares, como las ya mencionadas.

V. Conclusiones

1. La ductilidad tiene valores de 3.80 para la dirección “X” y de 5.11 para la dirección “Y” para el análisis no lineal estático y valores de 6.59 y 7.08 en “X” y en “Y” respectivamente para el análisis no lineal dinámico, variación que se da debido al comportamiento histerético en el que incurren los elementos producto de la carga y descarga continua permitiendo una mayor disipación de energía, así como también la degradación de la rigidez debido al endurecimiento subsecuente a la fluencia de los elementos.
2. La edificación es capaz de resistir un evento sísmico severo, mayor que el del espectro de diseño, llegando a resistir aceleraciones del suelo de hasta 1.77g con un óptimo desempeño.
3. Los desplazamientos de máximo desempeño de la edificación resultados del análisis no lineal tiempo historia tanto para el sentido “X” como para el sentido “Y” tiene valores de 0.2703 m y 0.2985 m valores por encima del desplazamiento en el último nivel para el espectro de diseño que están en promedio de 0.2199 y de 0.2276 respectivamente, por lo que si la edificación fuera sometida a un sismo acorde con el espectro de diseño tendría un desempeño óptimo.
4. Las primeras rotulas aparecen en las vigas a los pocos instantes de iniciada la acción de la carga sísmica, principalmente en las que conectan muros de corte y además su orden de aparición va desde los primeros niveles hacia los superiores.
5. En las vigas de conexión entre placas que clasifican como de gran peralte aparecen las primeras rotulas plásticas para desplazamientos del centro de masa del ultimo nivel de 9.9961 cm y 14.932 cm respectivamente en “X” y en “Y”, lo que provoca que la estructura incurriere rápido en el rango inelástico, sin embargo, la gran densidad de acero en los muros de corte como en la placa PL1 en la que se tiene 255 cm² de acero en un extremo le permiten soportar deformaciones de hasta 69.07 cm en X y 89.19 cm en Y, valores para los cuales la edificación colapsaría.

VI. Recomendaciones

1. Al analizar edificaciones mediante un análisis no lineal se debe tener en cuenta las características propias de la estructura tal como las irregularidades que presenta esta, así como el grado de participación de los modos superiores cada estructura tiene características propias que la hacen diferente de otro proyecto sin embargo se pueden agrupar bajo ciertas características según los resultados obtenidos a través de lo cual se puede verificar el análisis a realizar.
2. Se recomienda hacer uso de un análisis no lineal con el fin de verificar que tanto la distribución de acero, así como la cantidad de elementos estructurales estén definidos de tal forma que permitan un adecuado comportamiento de la estructura cuando esta se encuentre más allá del rango plástico.
3. Utilizar la Intensidad de Arias para recortar el evento sísmico permite hacer uso del tramo más significativo del evento sísmico, además permite reducir en gran medida el costo computacional del análisis que de por sí es elevado, sin embargo, se tiene que analizar si el recorte es el más adecuado pues al realizar la compatibilización con un espectro se pueden generar zonas donde las aceleraciones no se corresponden con los registros originales.
4. Es necesario verificar los resultados obtenidos del software, para lo cual se puede modelar matemáticamente ensayos de laboratorio y así calibrar el análisis para tener resultados además de correctos y más cercanos a los reales.
5. Se recomienda tener en cuenta la energía total que puede disipar una edificación para cuantificar de una manera más real la capacidad de soportar un evento sísmico considerando no solo la ductilidad ya que por sí sola no permite definir la capacidad de una estructura a resistir un evento sísmico sino también la sobre resistencia.

VII. Referencias

- [1] L. Bozzo y A. Barbat, *Diseño sismorresistente de edificios*, Barcelona: Reverté, 2004.
- [2] R. Marinez y C. Mendoza, «Acoplamiento sismogénico en la zona de subducción de Michoacán-Colima-Jalisco, México,» *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, p. 200, 2016.
- [3] R. Quispe, H. Tavera y I. Bernal, «Geometría de la placa de Nazca en el borde occidental de sudamérica a partir de las tendencias medias de sismicidad,» *Boletín de la Sociedad Geologica del Perú*, p. 94, 2003.
- [4] M. Fernández Betances, «Influencia del comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios sometidos a la acción sísmica,» Cartagena, 2017, p. 27.
- [5] R. A. Maldonado Tapia, «Sensibilidad y Seguridad de Estructuras de Hormigón en Régimen no Lineal,» 2012. [En línea]. Available: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/14777/TFM%20-%20Ronnie%20Antonio%20Maldonado%20Tapia.pdf>.
- [6] J. Bruno Bazzano y J. Pérez Zerpa, *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras*, Uruguay: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, 2017.
- [7] H. Monzón Despang, «Contexto de alta y baja ductilidad en edificaciones,» Guatemala, 2018.
- [8] R. C. Hibbeler, *Mecánica de Materiales*, Octava ed., Mexico: Pearson, 2011.
- [9] "ISO 3010:2017", «Bases for design of structures - Seismic actions on structures,» 2017. [En línea]. Available: <https://www.sis.se/api/document/preview/921678/>.
- [10] O. Arnau Delgado, «Análisis no lineal en la evaluación y diseño estructural aplicaciones, tendencias y oportunidades.,» 7 Mayo 2017. [En línea]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=MTM0OztKGvg>. [Último acceso: 11 Abril 2019].
- [11] S. Safina Melone, «Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales,» Universidad Politecnica de Cataluña, 2002, p. 66.
- [12] L. A. Carvajal Soto, «Análisis de las principales causas de daño estructural durante terremotos,» de *1er. Congreso Regional de Patología Y Recuperación de Estructuras*, Managua, Nicaragua, 2012.
- [13] J. E. Delgadillo Alanya, «Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030,» 103, 2005, p. 2.
- [14] R. C. Hibbeler, *Análisis Estructural*, Mexico: PEARSON, 2012.
- [15] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE",» de *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES*.

- [16] J. E. Hurtado Gómez, *Introducción a la dinámica de estructuras*, Colombia: Universidad Nacional de Colombia sede Manizales., 2000.
- [17] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, México: Pearson Educación de México, 2014.
- [18] J. Miquel Canet, *Resistencia de materiales y estructuras*, Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2012, p. 27.
- [19] H. A. Di Rado, «Simulación Numérica de problemas con no linealidad física y geométrica. Análisis de consolidación de suelos no saturados.,» *Universidad Nacional del Nordeste*, p. 78, 2006.
- [20] T. Belendez y A. Belendez, «No linealidad geométrica en Mecánica de Sólidos: una experiencia de laboratorio,» de *XXVIII Reunión bienal de la real sociedad española de física y 11° encuentro ibérico para la enseñanza de la física*, Sevilla, España, Real Sociedad Española, 84, p. 412.
- [21] NIST, «Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design,» 2010, p. 4.
- [22] JB Mander, MJN Priestley y R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, p. 2, 1988.
- [23] G. Ottazzi Pasino, «Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado,» 2004.
- [24] I. Computer and Structures, «Technical Note Material Stress-Strain Curves,» 2008.
- [25] T. M. Flores Barreto, «Estudio del Control de Rotulas Plásticas en Porticos de Concreto Armado,» Lima, 2003, p. 2.
- [26] J.-K. Son y C.-H. Lee, «Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames,» *Journal of Korean Association for Spatial Structures*, vol. 20, nº 3, pp. 81-89, 20.
- [27] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, 2019, p. 572.
- [28] American Concrete Institute, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Virginia: American Concrete Institute, 2017.
- [29] O. Rascon, M. Chavez, L. Alonso y V. Palencia, «CORRECCION DE LAS LINEA BASE DE REGISTROS DE TEMBLORES,» 1976. [En línea]. Available: <https://smis.mx/index.php/RIS/article/view/399>. [Último acceso: 15 04 2021].
- [30] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [31] R. Fernández Díaz, «Plasta 2000 Plástica abreviada,» Argentina, Colegio De Ingenieros De Caminos, Canales y Puertos, 2000.

- [32] E. Carreño, B. Bravo, A. Suárez y J. M. Tordesillas, «Registro y Tratamiento de Acelerogramas,» *Física de la Tierra*, nº 11, pp. 81-111, 1999.
- [33] R. M. Calcina Peña, «Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal,» Tacna, 2017.
- [34] . Pacific Earthquake Engineering Research Center , Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, California, 2017.
- [35] R. Aguiar Falconí, Análisis Sísmico por Desempeño, Ecuador, 2003.
- [36] A. Zabala Jorquera, «Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero,» Cartagena, Universidad Politecnica de Cartagena, 2017.
- [37] R. Barboza Estela , «Desempeño Sísmico del Edificio Ángel Divino Ubicado en la Ciudad de Chota, Provincia de Chota, Región Cajamarca,» Lambayeque, UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO, 2018.

VIII. Anexos

Se pueden acceder a los anexos mediante el siguiente link:

https://drive.google.com/drive/folders/1XFFLi6-Pak--VRu9_Fqxm1hcji8Rd5sv?usp=share_link