



Universidad
Señor de Sipán

**FACULTAD DE INGENIERÍA ARQUITECTURA Y
URBANISMO**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**Evaluación de Desempeño Sísmico de la Edificación
Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo utilizando un
Análisis no Lineal Estático**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA
CIVIL**

Autores

Estrada Olazabal Dora Agripina
<https://orcid.org/0000-0003-2435-3938>
Gómez Catpo Lucía Rocio
<https://orcid.org/0000-0001-9716-4025>

Asesor

Dr. Tepe Atoche Victor Manuel
<https://orcid.org/0000-0002-1546-6212>

Línea de Investigación

Infraestructura, Tecnología y Medio Ambiente

Pimentel – Perú

2023

**EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CUMBRE
INSTITUTO DE GASTRONOMÍA-CHICLAYO UTILIZANDO UN ANÁLISIS NO
LINEAL ESTÁTICO**

Aprobación del Jurado

MG, MEDRANO LIZARZABURU EITHEL YVÁN
Presidente del Jurado de Tesis

MG, SANCHEZ DIAZ ELVER
Secretario del Jurado de Tesis

DR, TEPE ATOCHE VICTOR MANUEL
Vocal de Jurado de Tesis



DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Quienes suscribimos la **DECLARACIÓN JURADA**, somos egresados del Programa de Estudios de la Escuela Profesional de **INGENIERÍA CIVIL** de la Universidad Señor de Sipán S.A.C, declaramos bajo juramento que somos autores del trabajo titulado:

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CUMBRE INSTITUTO DE GASTRONOMÍA-CHICLAYO UTILIZANDO UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

El texto de mi trabajo de investigación responde y respeta lo indicado en el Código de Ética del Comité Institucional de Ética en Investigación de la Universidad Señor de Sipán (CIEI USS) conforme a los principios y lineamientos detallados en dicho documento, en relación a las citas y referencias bibliográficas, respetando al derecho de propiedad intelectual, por lo cual informo que la investigación cumple con ser inédito, original y autentico.

En virtud de lo antes mencionado, firman:

Estrada Olazabal Dora Agripina	48674531	
Gómez Catpo Lucía Rocío	75403774	

Pimentel, 09 de Mayo del 2023

Dedicatoria

A Gildeguer Estrada García y Agripina Olazabal Falla, mis padres que me inculcaron el valor de la perseverancia, lo cual me permitió concluir este trabajo de investigación. A mis hermanos Walther junior, Jeancarlo Estrada Olazábal, por el apoyo permanente en todo momento del desarrollo del trabajo de investigación.

Dora Agripina Estrada Olazabal

Esta tesis va dedicada a mi familia que con su amor y apoyo incondicional me motivaron a seguir adelante a pesar de las adversidades y por siempre impulsarme a ser mejor y lograr con éxito mi carrera. Agradecida con toda mi familia por ser parte de este reto

Lucía Rocio Gómez Catpo

Agradecimientos

Agradezco a Dios por haberme puesto en la faz de la tierra y que por su voluntad me ha permitido concluir con este trabajo de investigación y así llegar a la meta para poder ser una profesional, por escuchar mis oraciones y nunca dejarme sola.

A mis Padres por la confianza y el apoyo que me brindan en todo sentido, lo que me ha permitido que en el futuro sea una persona de bien.

A mis hermanos por la fuerza que me impregnaron para continuar en mi objetivo y llegar a la meta planteada.

A mis docentes por las enseñanzas que me brindaron y la paciencia que tuvieron conmigo

A mis compañeros con quienes intercambiamos conocimientos, y a todos aquellos en general que me permitieron concluir de manera satisfactoria con este trabajo de investigación

Dora Agripina Estrada Olazabal

Agradezco a Dios por ser mi guía espiritual en este largo camino, a mis familiares por enseñarme a nunca dejarme vencer, también porque nunca dejaron de creer en mí y por ser el apoyo eterno para cada nuevo desafío, a mis maestros, quienes me apoyaron con mi formación académica, a mis compañeros de estudios con quienes compartimos conocimientos y apoyo mutuo. A todos aquellos que durante este tiempo han ayudado a que esta tesis sea hoy una realidad.

Lucía Rocio Gómez Catpo

Índice	
Dedicatoria	iv
Agradecimientos	v
Índice de tablas	vij
Índice de figuras	viii
Resumen	x
Abstract	xj
I. INTRODUCCIÓN	12
1.1. Realidad problemática.....	12
1.2. Formulación del problema	31
1.3. Hipótesis	31
1.4. Objetivos	31
1.5. Teorías relacionadas al tema.	32
II. MATERIAL Y MÉTODO.	45
2.1. Tipo y Diseño de Investigación.....	45
2.2. Variables, Operacionalización.	46
2.3. Población de estudio, muestra, muestreo y criterios de selección	51
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	52
2.5. Procedimiento de análisis de datos	52
III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	57
3.1. Resultados	57
3.2. Discusión	103
3.3. Aporte de la investigación	106
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
4.1. Conclusiones	107
4.2. Recomendaciones	109
REFERENCIAS	113
ANEXOS	114

Índice de tablas

Tabla 1 Objetivo en relación a los desempeños.....	48
Tabla 2 Operacionalización de variable independiente.....	49
Tabla 3. Matriz de operacionalización de variable dependiente.....	51
Tabla 4 Fuerza cortante en la base (dirección X y Y), calculadas.....	57
Tabla 5 Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "X", calculadas.....	61
Tabla 6 Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "Y", calculadas.....	61
Tabla 7 Fuerza cortante en la base (dirección X y Y), diseñado.....	57
Tabla 8 Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "X y Y", diseñado.....	63
Tabla 9 Espectro de diseño con respecto al suelo flexible, para direcciones (x-x) y direcciones (y-y).....	60
Tabla 10 Espectro de diseño con respecto al suelo flexible, para direcciones (x-x) y direcciones (y-y).....	60
Tabla 11 Resultados del análisis modal, calculadas.....	63
Tabla 12 Resultados del análisis modal, diseñadas.....	63
Tabla 13 Fuerza cortante mínima calculada.....	69
Tabla 14 Fuerza cortante mínima diseñada.....	69
Tabla 15 Verificación de desplazamiento en la dirección "X".....	70
Tabla 16 Verificación de desplazamiento en la dirección "Y".....	72
Tabla 17 Verificación de Irregularidad de piso blando en la dirección "X".....	74
Tabla 18 Verificación de Irregularidad de piso blando en la dirección "Y".....	74
Tabla 19 Verificación de Irregularidad extrema de piso blando en la dirección "X".....	75
Tabla 20 Verificación de Irregularidad extrema de piso blando en la dirección "Y".....	76
Tabla 21 Verificación de Irregularidad de Resistencia-Piso Débil en la dirección "X".....	77
Tabla 22 Verificación de Irregularidad de Resistencia-Piso Débil en la dirección "Y".....	77
Tabla 23 Verificación de Irregularidad extrema de Resistencia-Piso Débil en la dirección "X".....	78
Tabla 24 Verificación de Irregularidad extrema de Resistencia-Piso Débil en la dirección "Y".....	78
Tabla 25 Verificación de Irregularidad de Masa o Peso.....	79
Tabla 26 Verificación de Irregularidad torsional en planta en la dirección "X".....	80
Tabla 27 Verificación de Irregularidad torsional en planta en la dirección "Y".....	81
Tabla 28 Verificación de Irregularidad torsional Extrema en planta en la dirección "X".....	82
Tabla 29 Verificación de Irregularidad torsional Extrema en planta en la dirección "Y".....	82
Tabla 30 Niveles de desempeños de la edificación para la dirección X.....	90

Tabla 31 Nivel de desempeño de la estructura en la dirección Y 102

Índice de figuras

Figura I Zonificación sísmica del Perú.....	32
Figura II Nivel de desempeños estructurales.....	33
Figura III Niveles de desempeño para edificios más comunes.	36
Figura IV Representación gráfica de la curva de capacidad.....	36
Figura V Conversiones de las curvas de capacidades a espectros de capacidades.....	38
Figura VI Sectorización con respecto a la curva de capacidad.....	40
Figura VII Patrón con respecto a cargas de fuerza lateral.....	40
Figura VIII Procedimiento empleado.....	54
Figura IX Espectro de Pseudo Aceleraciones en la dirección X e Y.....	54
Figura XI Desplazamientos en la dirección "X".....	79
Figura XII Desplazamientos en la dirección "Y".....	79
Figura XVI Curva de capacidades de la edificación en la dirección X.....	79
Figura XVII Desempeño de la edificación para la dirección en "X" para 20% de las aceleraciones de la gravedad.....	80
Figura XVIII Desempeño de la edificación para la dirección en "X" para 25% de las aceleraciones de la gravedad.....	81
Figura XIX Desempeños en la edificación para la dirección en "X" para 40% de las aceleraciones de la gravedad.....	82
Figura XX Desempeño de la edificación para la dirección en "X" para 45% de las aceleraciones de la gravedad.....	83
Figura XXI Desempeño de la edificación para la dirección en X para 50% de las aceleraciones de la gravedad.....	84
Figura XXII Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo frecuente.....	85
Figura XXIII Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo ocasional.....	86
Figura XXIV Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo raro.....	87
Figura XXV Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo más raro.....	88
Figura XXVI Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo muy raro.....	89
Figura XXVII Curva de capacidades de la edificación en la dirección Y.....	79
Figura XXVIII Desempeño en la edificación en Y para 20% de la aceleraciones de la gravedad.....	92
Figura XXIX Desempeño en la edificación en Y para 25% de la aceleraciones de la gravedad.....	93
Figura XXX Desempeño en la edificación en Y para 40% de las aceleraciones de la gravedad.....	94
Figura XXXI Desempeño en la edificación en Y para 45% de las aceleraciones de la gravedad.....	95
Figura XXXII Desempeño en la edificación en Y para 50% de las aceleraciones de la gravedad.....	96
Figura XXXIII Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo frecuente.....	97

Figura XXXIV Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo ocasional	98
Figura XXXV Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo raro	99
Figura XXXVI Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo más raro	100
Figura XXXVII Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para sismos muy raros.....	101

Resumen

La presente investigación realizada aplica el análisis no lineal como una metodología que permite pronosticar cómo se comportan las edificaciones y estructuras en general ante la probabilidad de ocurrencia de sismos; debido que, la ubicación geográfica de nuestro medio es de alta peligrosidad sísmica, permitiendo que sean seguras, económicas y modernas. El objetivo es analizar el desempeño sísmico del edificio Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo utilizando análisis no lineales estáticos, para edificaciones de concretos armados, aplicando la norma FEMA 440 (Equivalent Linearization) y (Displacement Modification). Por lo cual, sus aplicaciones en el software sap2000, realizaron un análisis de un modelo teniendo como finalidad en la definición de la propiedad no lineal en edificaciones, a través del cual se obtuvo curvas de capacidades y niveles de desempeño sísmico. Con los resultados se comprobó la edificación en dirección "X", encontrándose en un nivel de colapso para sismos según espectros de diseños de la norma E.030, con desplazamientos de 0.428 m y una fuerza cortante de 1725.85 ton, en dirección "Y" se encuentra en un nivel cerca al colapso para sismos, en relación a los espectros de diseños de la norma E.030, presentando desplazamientos en 0.116 m y fuerzas cortantes en 2301.13 ton. El análisis de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral se concluyeron que no cumplen con derivas establecidas por la norma E.030, se comprobaron que su estructura colapsó tras aplicarle análisis estáticos no lineales para sismos raros, con respecto a los espectros de capacidades en la norma E.030.

Palabras claves: curvas de capacidades, análisis estáticos no lineales, espectros de capacidades, desempeños sísmicos.

Abstract

This research applies nonlinear analysis as a methodology that allows predicting how buildings and structures in general behave before the probability of occurrence of earthquakes; due to the fact that the geographical location of our environment is of high seismic danger, allowing them to be safe, economical and modern. The objective is to analyze the seismic performance of the Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo building using nonlinear static analysis for reinforced concrete buildings, applying the FEMA 440 (Equivalent Linearization) and (Displacement Modification) standards. Therefore, its applications in the sap2000 software, performed an analysis of a model with the purpose of defining the nonlinear property in buildings, through which capacity curves and seismic performance levels were obtained. With the results, the building in the "X" direction was found to be at a collapse level for earthquakes according to E.030 design spectra, with displacements of 0.428 m and a shear force of 1643.45ton; in the "Y" direction it is at a level close to collapse for earthquakes, in relation to the E.030 design spectra, presenting displacements of 0.116 m and shear forces of 2454.24ton. The analysis of equivalent static forces and the spectral modal dynamic analysis concluded that they do not comply with the drifts established by the E.030 standard. It was verified that the structure collapsed after applying non-linear static analysis for rare earthquakes, with respect to the capacity spectra in the E.030 standard.

Keywords: capacity curves, nonlinear static analysis, capacity spectra, seismic

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática.

Los sismos son fenómenos naturales producidos principalmente por los desplazamientos en la placa tectónica, pues dependiendo en las ubicaciones geográficas, existen zonas en la tierra con alta actividad sísmica, así como también zonas en donde la actividad sísmica es baja o casi nula. A lo largo de la historia diversos países alrededor del mundo han experimentado terremotos devastadores, que han ocasionado cuantiosas pérdidas, humanas, materiales y económicas. El Perú es un país con alta presencia de eventos sísmicos, la razón principal de sus ubicaciones geográficas llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”. El criterio más relevante a considerar en el afán de contrarrestar los impactos que pueda generar un evento sísmico, es la capacidad que puedan tener las edificaciones para responder las maneras adecuadas a la sollicitación por carga sísmica. Esto acentúa las importancias de las consideraciones y criterios de diseño sismorresistente. Usualmente los análisis y diseños sismorresistentes con diversas edificaciones, son considerados en los rangos elásticos con materiales, tenemos así los análisis sísmicos estáticos lineales y dinámicos modales espectrales. Normas técnicas como la NTE E.030 en el Perú, establecen criterios y parámetros de diseño sismorresistente enfocados en métodos lineales, y es en base a ello que se diseñan las estructuras. Sin embargo, los métodos lineales en realidad no permiten evidenciar el verdadero comportamiento estructural ante un movimiento sísmico, en lo cual, las aplicaciones en método con análisis “No lineal” toman relevancia; tenemos así los análisis sísmicos estáticos no lineales (Pushover), dinámicos incrementales (IDA), pues se está comprobado la identificación del verdadero comportamiento y desempeño sísmico estructural en el rango no lineal. Siendo así importante los diseños dúctiles, que le permitan a la estructura disipar la energía de deformación sin llegar al colapso.

En Italia, plasman un incremento de los últimos tiempos, con los desarrollos en métodos con respecto al aislamiento en las bases de los edificios, las cuales aseguran eficazmente la protección sísmica de edificios nuevos y existentes ante la presencia de terremotos de gran magnitud. Muchos países con riesgo sísmico alto han introducido códigos y lineamientos con la finalidad de lograr el diseño de edificios con base aislada. Este tipo de aislamiento se puede lograr con el uso de elastómeros y cojinetes de gomas de alta amortiguación (CGAA), los cuales reducen sustancialmente las cargas sísmicas horizontales. Sin embargo, en terremotos de gran magnitud esto puede que no llegue a acontecer, el cual puede ser un problema para la estructura es diseñada basándose en efectos de cargas sísmicas horizontales y no tomando en cuenta las cargas producidas verticalmente, llegando a generar pandeo de las barras longitudinales, rotura frágil por compresión y tracción, producto de las eminentes cargas axiales, en tanto las vigas de los pisos superiores pueden surgir rótulas plásticas a consecuencia de los elevados momentos flectores [1]. Por lo que se refiere las normas han sido suficientemente exhaustivas en cuanto a métodos y reglas que facilitan la realización de análisis sísmicos aplicados a mampostería no reforzada existente de edificios (URM). Donde se le incluye métodos de análisis no lineales y lineales, de diversos criterios en resistencia con todos los componentes estructurales para fallas por flexión y cortantes, así como una guía para el modelado estructural. Sin embargo, aún existen muchas interrogantes por resolver para detectar los factores precisos que afectan los análisis sísmicos en las estructuras. Uno de sus problemas principales de estos métodos es que principalmente se han desarrollado para estructuras de concreto armado y/o estructuras de acero que posterior a ello se adaptaban a la mampostería, donde si no se calibra o se adapta correctamente, puede conllevar a resultados inciertos [2]; por otro lado argumentan que muchos edificios existentes de concreto armado son enormemente vulnerables, puesto que estos fueron diseñados para resistir cargas gravitacionales o acciones sísmicas leves en comparación con las que se espera actualmente. Pese a no cumplir con los requerimientos de los códigos sísmicos más actuales, estos edificios aún se mantienen en pie y se tiene en espera que afronten terremotos de gran magnitud, los cuales se producirán de manera

inevitable en años próximos. Singularmente, para poder predecir los mecanismos de colapso, y la debilidad estructural se debe realizar una evaluación sísmica con técnicas de rehabilitación acertadas. Para ello, los análisis dinámicos no lineales son los métodos más adecuados. Sin embargo, también hay varias controversias en cuanto a su uso, debido a los problemas concernientes con la definición de acelerogramas específicos del sitio que representen correctamente la excitación sísmica esperada [3].

En Malasia, mencionan que debido al terremoto que sacudió este país, han suscitado gran interés por frenar este tipo de eventos catastróficos. En junio de 2015, ocurrió un sismo moderado con una magnitud de momento (Mw) de 6,0 que sacudió a Ranau, Sabah, siendo este uno de los más fuertes desde el año 1976. Estos fenómenos sísmicos están produciendo una enorme vulnerabilidad y daños alrededor del planeta, algunos de los responsables que no permiten frenar este tipo de eventos catastróficos son los ingenieros o especialistas que no cumplen con las normativas de construcción para eventos sísmicos o las recomendaciones que establecen los códigos sísmicos, donde también involucra estas falencias a la poca disposición económica [4].

En Corea del Sur, relatan que los problemas severos en la seguridad estructural han estado relacionados con el envejecimiento acelerado y el desempeño estructural decadente producto de factores ambientales y envejecimiento natural, las deficiencias en el control de calidad del diseño, la construcción y los cambios en las condiciones de carga a través de la extensión o la modificación del diseño. Mientras tanto, los terremotos a gran escala producto del cambio climático generaron un incremento acelerado de daños en varias construcciones, principalmente en edificios [5]. Los países vecinos de Corea, como Japón, China y Taiwán, también se han visto afectados por los daños provocados por terremotos de gran magnitud.

En Irán, han precisado los terremotos en Northridge (1994, Estados Unidos), Kobe (1995, Japón), distintas estructuras modernas fueron dañadas gravemente. Lo cual conllevó a despertar el interés de los investigadores en este tipo de desastres naturales y presenciaron más de cerca los diferentes parámetros que están involucrados en la falla de los edificios. Al inspeccionar todos los elementos vinculados con la magnitud del terremoto, se descubrió que

los daños se les asignan a las propiedades particulares de terremotos de campo cercano. Realizando un cotejo con los temblores de campo lejano, los terremotos de campo cercano tienen mayores aceleraciones y un contenido de frecuencia más condicionada. Los antecedentes sísmicos se registran en distancias cortas de la falla no superiores a 20 km. Asimismo, en los terremotos de campo cercano, en un período más corto, liberan gran cantidad de energía, principalmente en forma de movimiento de impacto [6].

En china, argumentan que la certeza sísmica en zonas urbanas con construcciones aglomeradas es crítica. Por ello, para analizar con exactitud su desempeño sísmico y realzar el diseño sismorresistente, es obligatorio indagar la interacción dinámica estructura-suelo-estructura (SSSI) de diferentes edificios sometidos a movimientos del suelo. Los estudios de SSSI dinámicos entre estructuras emplean básicamente el método de elementos de contorno; sin embargo, con dicho método no se puede construir modelos de formas geométricas complejas y también es difícil simular los rangos no lineales en su propiedad y característica mecánica asociadas al material. Por el contrario, los métodos de elementos finitos pueden resolver fácilmente los problemas anteriores; no obstante, este método requiere una cantidad de cálculo más considerable que el método anterior. Para combinar las ventajas de los dos métodos, se deriva un método de acoplamiento de elemento finito-elemento de contorno [7].

En Japón, argumentan que para predecir la respuesta en tiempo real de las estructuras existentes de gran y mediana altura es un desafío multifacético. En zonas con vulnerabilidad sísmica, las estructuras son monitoreadas en tiempo real para poder ayudar a los sistemas con una alerta temprana ante un eventual terremoto. Los eventos sísmicos se acercan continuamente a las estructuras reales desde muchas direcciones a lo largo de su vida. Como el proceso de diseño incluye métodos numéricos basados en la física con análisis dinámico incremental, además la poca información basada en datos, el diseñador se enfrenta a la tarea de asumir y definir los parámetros estructurales y el valor y las direcciones de las cargas sísmicas. Además, los edificios prácticos experimentan cambios de rigidez y amortiguamiento, desde poco perceptibles a altos, los cuales no son previstos por métodos numéricos. Asimismo, se ha identificado que los cambios en la estructura por efecto natural

debido a los terremotos, son más significativos que otros factores (por ejemplo, el envejecimiento) [8].

En Lima, precisan que en los últimos 30 años las diferentes catástrofes que han sucedido debido a eventos sísmicos han ocasionado graves daños a las diferentes estructuras y, en algunos casos estos han quedado inutilizables. Pues sus edificaciones son sometidas para el movimiento sísmico de elevadas magnitudes presentan problemas de reducción de rigidez estructural y de resistencia a fuerzas cortantes, incrementando así la demanda de ductilidad. Esto ocasiona que las columnas o pilares de la base fallen antes que las vigas, y consecuentemente las estructuras colapsan, por ello en todo diseño es importante mantener los criterios de columnas fuertes vigas débiles, pues se requiere que las rótulas plásticas son producidas en vigas, “No” en la columna, por lo cual, se revierta el suceso anterior y sean las vigas las que fallen primero (disipen la energía). Por ello es importante que la columna de las plantas bajas tenga las capacidades de desarrollarse su ductilidad necesaria, puesto que cuando alcanzan su límite elástico, el concreto cede ante los esfuerzos a los que está sometido el elemento y es el acero el que asume la deformación inelástica. Siendo necesario que las estructuras disipen grandes cantidades de energía, es mejor aplicar un diseño estructural con acero de alta resistencia en vez de aplicar diseños con concreto de alta resistencia. Asimismo, resulta importante el método que se emplee en el análisis, donde uno de los más efectivos de los análisis estáticos no lineales, pues han demostrado que las respuestas estructurales tienen mayores precisiones con los métodos basados en los desplazamientos que con métodos basados en la fuerza, puesto que la deformación inelástica es la causa principal de un posible colapso de la estructura [9]; por otro lado, precisan que actualmente existen pocos edificios con alturas que superen los 30 pisos, concretamente el problema es que los códigos y normativas peruanas de diseño estructural están elaborados y calibrados principalmente para edificios con mediana y baja altura. Teniendo en consideración lo expresado, debido a que la construcción de edificios de gran altura está en marcha, es necesario aplicar estudios que permitan actualizar las especificaciones necesarias de los códigos y normativas de diseño para así poder considerar el

comportamiento diferente de este tipo de edificios. Es así que, para evaluar el comportamiento de los edificios de alturas considerables, existen métodos distintos de análisis no lineales, entre los destacados tenemos al análisis dinámico incremental (IDA) y estático no lineal, siendo el primero más preciso, pero requiere de una elevada carga computacional al momento de analizar. Por ello se han desarrollado análisis estáticos no lineales que proporcionan resultados similares a los dinámicos, pero el tiempo que toma aplicar el cálculo y asimismo la carga de análisis son menores [10]; asimismo precisan que en diversos edificios comunes, se puede evidenciar irregularidades de piso blando y torsión, mismas que en comparación con las diferentes irregularidades que puede presentar una estructura, son las que mayor daño producen a la estructura durante eventos sísmicos; esto se debe a una mala distribución de rigidez y la presencia de rotaciones excesivas en el piso, lo que conlleva a una elevada flexibilidad del piso, que en consecuencia impide el control de los desplazamientos laterales producto de las fuerzas sísmicas. Esto hace necesario que los diseños sísmicos de edificaciones empleen factores de irregularidad en base al sistema estructural empleado, pues las estructuras presentan un comportamiento sísmico diferente de acuerdo a su sistema estructural [11]. Por otro lado, en Lima existen las carencias con estudios que enfoquen íntegramente los diferentes escenarios de riesgo sísmico. En ciertos casos el enfoque va más direccionado en la calidad de la edificación sin tener conocimiento alguno de los efectos de sitio, o, por el contrario, se estudia únicamente la calidad del suelo sin tener en cuenta el comportamiento estructural. Siendo ideal que el cálculo del riesgo sísmico considere la vulnerabilidad estructural, además de evaluar la sismicidad, efecto de su amplificación, mitigación y demás [12].

En Huaraz, precisan que a lo largo de muchos años se ha sufrido de temor y miedo respecto al sismo, puesto que, producen muchos de ellos en el denominado círculo de fuego, debido a que, Perú geográficamente está situado en zonas con intensidades sísmicas. Es así que el daño material y principalmente poblacional, por muchos años ha condicionado a buscar soluciones a través de la metodología antisísmica, evaluación de ingeniería, que dé a pocos

se ha ido incrementado para conocimientos y técnicas para el mejoramiento de la condición en respuesta sísmica de las edificaciones y así brindar seguridad a los ocupantes [13].

En Apurímac, expresa que las edificaciones esenciales, denominadas así por la NTE E.030, los desempeños sísmicos deben cumplir con la filosofía y principio de diseños sismorresistente, con la finalidad que en un sismo sirvan como refugio. En tal sentido las instituciones educativas tienen la obligación de cumplir cada uno de los requisitos normativos sobre diseño sísmico, pues estas albergan gran cantidad de personas en sus ambientes. Asimismo, tenemos la “Institución Educativa Santa Rosa”, ubicada en Abancay, un proyecto, para el cual, venían ejecutando, aplicando los diseño sísmico convencional, mismo que solamente tiene consideraciones de comportamientos lineales en las edificaciones, asiéndose necesario dada la importancia de la edificación, un análisis más profundizado con aplicación de métodos más sofisticados que permitan ver el comportamiento en el rango no lineales, en la descripción de los reales comportamientos de las estructuras [14].

En Huancavelica, considerando el bajo costo económico de las construcciones, principalmente están constituidas de albañilería confinada, siendo en la mayoría de los casos construidas de modo artesanal sin ningún criterio profesional; situación por la cual, en gran parte las pérdidas humanas, económicas y materiales producto de eventos sísmicos, técnicamente surgen a partir de un deficiente comportamiento sísmico estructural, sumado a ello también están las edificaciones donde intervinieron profesionales, puesto que su diseño se basa en la NTE E.070 Y E.030, mismas que solamente contemplan un solo nivel por amenazas sísmicas; en la cual, son oportunos aplicar un análisis que permita determinar los desempeños sísmicos estructurales en diversos niveles con respecto a una amenaza sísmica [15].

En Arequipa, mencionan que el proceso se aplica los análisis sísmicos, los análisis estáticos y dinámicos lineales, aplicados a las estructuras de acuerdo a lo establecido por la NTE E.030, no permiten establecer el real comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos. Pues los métodos convencionales empleados en el diseño estructural resultan ser aproximados, ya que no contemplan los efectos en externas cargas sobre las edificaciones

en el tiempo, aún menos cuando la estructura se somete a deformaciones que superan el rango elástico. En un diseño considerando el rango elástico, se emplea un valor único para materiales y secciones; siendo diferente, cuando se analiza el rango no lineal, pues se tiene que construir para cada uno de los elementos, un modelo que evidencie su comportamiento que sobrepasa el rango elástico, todo considerando la magnitud de los esfuerzos. Asimismo, es importante saber cómo se comporta cada material al ser sometido a cargas cíclicas con respecto a cargas y descargas, para los casos, que suceden para los sismos. Por ello es necesario aplicar un diseño de nuevas edificaciones considerando desempeños sísmicos para la identificación y corrección de la deficiencia, en la cual, surgen al desarrollar los diseños preliminares [16].

En Chiclayo, menciona que existen muchas edificaciones con procesos constructivos deficientes, pues en muchos de los casos estas son construidas empíricamente sin criterios técnicos por personal no profesional y en algunas situaciones por profesionales. Esta situación ha provocado la condición de vulnerabilidad en que muchas edificaciones se encuentran, presentando grandes fallas; es así que ante un eventual evento sísmico estas podrían colapsar de manera inmediata, provocando pérdidas humanas, materiales y económicas [17]. Lo que remarca la importancia de emplear métodos distintos de análisis estructural con el fin de identificar el estado y la condición de vulnerabilidad de la estructura de una edificación y así establecer los puntos críticos que pueden ocasionar su colapso ante un eventual movimiento sísmico, con el propósito de reforzar la estructura y pueda así responder a las sollicitaciones en carga y es forzamientos en las son sometidas, es así que el problema de la vulnerabilidad sísmica estructural en Chiclayo, este asociado principalmente a las construcciones hechas de manera empírica sin criterio técnico profesional alguno, a lo que se ha denominado autoconstrucción, que según la Cámara Peruana de la Construcción a nivel nacional el 80% de las viviendas son construcciones informales, aspecto que los hace vulnerables ante un terremoto [18]. En síntesis, sus diseños no contemplan ninguna acción sísmica sobre la estructura. Además, considerando que las normativas de diseño nacionales como la NTE. E.030, para el análisis sísmico estructural, solamente contemplan análisis

lineales, que como se mencionó anteriormente no muestran con precisión el comportamiento real en las estructuras; por lo cual, son necesarios emplear métodos de los análisis sísmicos no lineales aplicados a nuevos diseños y a estructuras existentes, como el edificio del proyecto que fue objeto de esta investigación, para poder determinar los puntos críticos que podrían provocar el colapso de la estructura ante un eventual movimiento sísmico, y así aplicar técnicas de reforzamiento y optimización de la estructura.

En Chiclayo el edificio Cumbre Instituto de Gastronomía, es un edificio de 8 pisos, y por el uso que se le da, en base a la NTE E.030, es de Categoría A, edificación esencial, pues es un instituto de educación superior. Considerando que su diseño sismorresistente se basó en la NTE E.030, misma que solamente contempla un análisis sísmico en el rango lineal; surge la necesidad de aplicar a la estructura de dicha edificación, un análisis no lineal, dado el grado de importancia que tiene por la cantidad de personas que generalmente permanecen en sus instalaciones y teniendo en cuenta además la actividad sísmica presente en nuestra región y el país. Por lo que se buscó desarrollar los desempeños sísmicos en la estructura, por medio, del “Análisis Estático No Lineal”.

En Costa Rica, en la investigación “Análisis estáticos y dinámicos no lineales de estructuras de mampostería de hormigón armado en Costa Rica”, donde los objetivos fueron la evaluación de los comportamientos sísmicos en una tipología estructural identificada como mampostería de concreto armado. Para ello se utilizaron la metodología de espectro de capacidad (CSM) y análisis dinámicos no lineales (NLDA). Para lo cual, en el análisis aplicado se han seleccionado estructuras con mamposterías de concretos armados de dos niveles, de baja altura y parcialmente inyectada con lechada, típica de Costa Rica. Este edificio se diseñó aplicando el Método de Espectro de Respuesta (RSM) definido en CSCR-10/14. De los estudios realizados se concluyó que la respuesta sísmica de la estructura varía significativamente entre las direcciones ortogonales, lo que se debe principalmente a que la dirección X de la estructura contiene dos muros principales con la mayor rigidez lateral del sistema. Estos dos elementos, originan que las estructuras sean rígidas en comparación a la dirección Y [19].

En Italia, en la investigación “Efectos del modelado no lineal del sistema de aislamiento base en el análisis sísmico de edificios rc”, en la cual su objetivo fue investigar la ocurrencia de golpes estructurales en estructuras porticadas con base aislada de concreto reforzado (RC) con un espacio insuficiente entre el hueco del ascensor y el edificio circundante. El edificio comercial evaluado fue una estructura encuadrada de RC (concreto armado) con planta rectangular, compuesta por un sótano y tres pisos sobre el nivel del suelo, está aislada sísmicamente con un sistema híbrido que incluye dieciséis cojinetes de goma de alta amortiguación (HDRB) y dieciséis Cojinetes deslizantes planos de baja fricción de acero-PTFE (LFSB) insertados en la parte superior de las columnas rígidas en el sótano. Para la investigación se empleó un modelo lineal viscoelástico de tres resortes y tres amortiguadores para un HDRB, consistiendo en un resorte axial de tipo elástico lineal que actúa paralelamente con un amortiguador viscoso lineal, horizontal y verticalmente. Concluyendo a través de los resultados numéricos que los modelos avanzados del sistema de aislamiento son los más conservadores a la hora de evaluar los valores medios y máximos de los parámetros de respuesta de los apoyos elastoméricos, mientras que los modelos simplificados pueden adoptarse para una evaluación sísmica precautoria de la superestructura [20]. Por otro lado, en Italia, en la investigación “¿Son factibles los procedimientos estáticos no lineales para la evaluación sísmica de edificios de mampostería existentes irregulares?”, la cual tuvo como objetivo contribuir a la validación y mejora del procedimiento estáticos no lineales (NSP), utilizados en las evaluaciones sísmicas para edificios de mampostería no reforzada (URM) irregulares. Para lo cual se desarrollaron un total de 13 modelos numéricos representativos de edificios URM de 3 y 4 plantas. Del procedimiento estático no lineal (NSP) aplicado a los edificios anteriormente mencionados, se pudo concluir que el procedimiento proporcionó resultados conservadores como una combinación en las aplicaciones del LP (patrones de cargas) no preciso (cuando se aplica a edificios URM irregulares) con una definición de DL (nivel de daño) muy conservadora. En cambio, un procedimiento robusto debe estar formado por diferentes pasos, cada uno de ellos confiable [21].

En Irán, en la investigación “Evaluación no lineal del comportamiento estático y dinámico de un muro de concreto postensado autocentrante con dispositivo de ranuras múltiples”, en la cual su objetivo fue investigar el comportamiento sísmico del sistema resistente a la fuerza sísmica de un muro de hormigón postensado (PT-CW) con un dispositivo de ranura múltiple (MSD), este sistema se compara con el PT-CW con barras de ED (disipadores de energía) y el muro de corte de concreto (CSW) tradicional. Para ello se realizó una comparación de tres sistemas diferentes previamente mencionados en edificios de tres, seis y diez niveles como sistema resistente a fuerzas sísmicas, siendo estos modelados en el software OpenSees. De todo lo mencionado anteriormente, se concluyó que el PT-CW con MSD tiene una caída de fuerza menor que los otros dos sistemas. Asimismo, los valores de ductilidad promedio de los modelos estudiados son iguales a 7.44, 5.93 y 2.67 para el PT-CW con MSD, el tradicional CSW y el PT-CW con barras ED, respectivamente. Por otro lado, la energía total absorbida en los ciclos de carga aplicados para el PT-CW con MSD y el CSW tradicional es mayor que para el PT-CW con barras ED [22]; por otro lado, en Irán, en la investigación “Sobre la precisión de los procedimientos pushover mejorados para la evaluación del desempeño sísmico de edificios de armazón de RC resistentes a momentos que cumplen con el código sujetos a excitaciones tipo pulso y no tipo pulso”, teniendo como objetivo estudiar exclusivamente la precisión de diferentes métodos pushover para estimaciones de la demanda sísmica en edificios de RC (concreto armado). Para esta investigación, Se examinan tres edificios simétricos en planta, incluidos los marcos RC de 9, 12 y 18 niveles diseñados de acuerdo con las disposiciones de ASCE 710 y ACI 318-14. Los edificios mencionados anteriormente, serán evaluados con el pushover basado en el desplazamiento no adaptativo (NADP), así como un método pushover convencional basado en el primer modo de la estructura. De todo lo indagado se pudo concluir que, la precisión del procedimiento estático no lineal (NSP) varía para diferentes tipos de conjuntos de movimiento del suelo. Los procedimientos de pushover adaptativo basado en la fuerza (FAP) y basados en el primer modo tradicional no pueden proporcionar una estimación fiable de las cantidades de respuesta. Realmente, el método FAP multimodo no presenta

ninguna ventaja sobre el análisis pushover convencional [23]. Por otro lado en Irán, en la investigación “Un procedimiento de análisis pushover adaptativo multimodo para estimar las demandas sísmicas de pórticos resistentes a momento RC”, teniendo como objetivo proponer un nuevo procedimiento de análisis pushover para superar los inconvenientes del procedimiento estático no lineal (NSP) convencional y estimar las demandas sísmicas críticas en pórtico de concretos armados, con resistencias de momentos con mayores precisiones. Para esta investigación los modelos estructurales que se consideraron eran pórticos de RC resistentes a momento de tres bahías con cuatro niveles diferentes de 4, 8, 12 y 20 pisos, que representan estructuras RC con períodos fundamentales que van desde 0.64 a 1.71 s. La investigación se desarrolló a través del análisis pushover basado en el desplazamiento adaptativo multimodo (MADP) la cual estima la respuesta estructural de los marcos de RC resistentes a momentos sujetos a los movimientos sísmicos del suelo. De todo lo indagado, se concluyó que el método MADP es capaz de estimar satisfactoriamente las demandas sísmicas críticas, como la relación de deriva entre pisos y la rotación plástica de las bisagras para los edificios de ejemplo, y proporcionar un procedimiento de los análisis sísmicos estáticos no lineales avanzados para la evaluación de los desempeños sísmicos con marcos CA resistentes a momentos [24].

En Argelia, en la investigación “Análisis no lineal de un edificio coronado por un tanque de agua de hormigón armado bajo carga hidrostática”, en la cual son objetivos fueron la evaluación de los niveles en daños de estructuras existentes durante la acción sísmica. El edificio mencionado anteriormente, es una torre de forma cuadrada de 17 m de lado, de siete plantas rematada por un tanque con una capacidad de contenedores de 1000 m³. Para el análisis del edificio se aplicó un método numérico con el software de elementos finitos estructurales Etabs. En el estudio, se llegaron a concluir que las edificaciones ubicadas en el tercer dominio de daño debiéndose ello en primer lugar a la tasa de penetración avanzada en el dominio plástico y, en segundo lugar, por el análisis de las bisagras. Dejando en claro que la estructura no estaba adaptada a la zona de alta sismicidad (Argel). Esto se debió a que la estructura estudiada ha sido diseñada durante los años sesenta sin tomar en consideración

el efecto sísmico; mucho antes de la primera versión del código sísmico de Argelia en 1981 [25].

En Estados Unidos, en la investigación “Evaluación del análisis modal Pushover para edificios de hormigón de media altura con y sin amortiguadores viscosos”, la cual tuvo como objetivo ampliar la aplicabilidad del método MPA (Análisis modal Pushover) a edificios de concreto de estructura especial resistente a momentos de mediana altura (ERMDA) con y sin equipos de disipaciones de energías (amortiguadores viscosos lineales). Por lo cual, para él estudió de un edificio de 12 plantas, el primer piso tenía una altura de 15 pies, mientras que la de los pisos típicos era de 13 pies. El edificio fue idealizado y modelado utilizando las plataformas Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Por lo tanto, el estudio realizado, pudieron concluirse que para edificios CA (concreto armado) ERMDA sin amortiguadores el MPA sobrestima moderadamente los desplazamientos máximos del suelo sobre la altura del marco. El primer modo solo permitió estimar los desplazamientos máximos del piso, y el complemento de modos adicionales no mejoró la precisión del procedimiento MPA. Finalmente, para edificios SMRF con amortiguadores viscosos lineales el procedimiento MPA es fiable, ya que predice los picos de desplazamiento del tejado y los desplazamientos residuales [26].

En Canadá, en la investigación “Análisis no lineal de la historia del tiempo de muros de cortantes acoplados de concreto armado: Comparación del diseño antiguo, el diseño moderno y el reacondicionamiento con compuestos de PRFC (polímero reforzado con fibras de carbono) adheridos externamente, la cual tuvo como objetivos, en primer lugar evaluaron los desempeños sísmicos con respecto al CSW (muros de corte acoplados) considerados antiguo diseño y resaltar sus deficiencias al comparar su respuesta con CSW de diseño moderno, y segundo evaluar la efectividad del reacondicionamiento con compuesto de polímero reforzado con fibras adheridas externamente (EB-CFRP) en la respuesta sísmica de CSW deficientes. Considerando para la investigación dos edificios con CSW de 20 niveles ubicados en la zona sísmica canadiense occidental. Los análisis no lineales tiempo-historia, se llevan a cabo utilizando el programa RUAUMOKO. Finalmente se concluyó que, el diseño

por capacidad de muros acoplados dúctiles es aceptables para aproximarse a las demandas de diseño, dando como resultado un desempeño sísmico confiable de los CSW de nuevo diseño [27].

En Lima, en la tesis denominada “Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-PRE I.E N° 1172 Ciro Alegría mediante el análisis estático no lineal”, tuvo como objetivo desarrollar los comportamientos sísmicos, en elemento estructural, por medio, del análisis Estáticos no lineales, proponiendo tipos de reforzamientos para el mejoramiento de desempeños sísmicos de las edificaciones; donde las poblaciones de estudios fue los tipos en instituciones educativas sistémicas 780 Pre edificados en la década de los 90, siendo la muestra la edificación constituida por dos pabellones, con dos pisos y tres aulas/ piso El instrumento empleado es el software Etabs vs 2018. Determinando en relación a las curvas de capacidades obtenidas, para las direcciones X-X un punto efectivo de fluencias con 0.039392m en sus desplazamientos y cortante en la base de 84.2157 tnf; asimismo para el eje Y-Y cuando se alcanzó un desplazamiento de 0.005396m el punto de fluencia ocurrió, con una fuerza corte de en la base de 225.358 tnf; evidenciando que el eje Y-Y puede resistir cargas mayores, presentar una respuesta estructural mejor, y un desplazamiento hasta 7.3 veces por debajo al del eje X-X; donde para X-X en el instante que el desplazamiento es 0.20106m y la fuerza de corte de 80.2093 tnf se produjo el punto de colapso; y para Y-Y ocurre cuando el desplazamiento es 0.037369m con una fuerza cortante de 329.6062 tnf. Colapsando en X-X por un desplazamiento mayor a efecto de una fuerza de corte menor en relación de la fuerza producida por el eje Y-Y. En los ejes X-X de puntos de desempeños fueron 0.1004 m de pseudo desplazamiento con 0.288g de pseudo aceleración y para Y-Y 0.0074m y 0.878g, respectivamente; esto, para espectros de demandas consideradas para sismos de diseños; siendo los rangos de desempeño estructural: para X-X se encuentra en la zona de resguardo de vida y Y-Y en zona funcional. Asimismo, para X-X los puntos de desempeños para sismos máximos para espectros de demandas, fue un pseudo desplazamiento de 0.1882m y 0.2679 g de pseudo aceleración, y para Y-Y 0.01926m y 1.283 g, respectivamente. Ubicándose en la dirección X-X en zona de colapso y en Y-Y en

zona de resguardo de vida [28]. En relación a la investigación denominada “Análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de la I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa de Lima en el sector 2 de la IV etapa de Pachacamac, Distrito Villa el Salvador, Lima Metropolitana”, donde sus objetivos fue determinar los niveles en los desempeños sísmicos producen en diversos niveles en amenazas sísmicas de los códigos ASCE 41-13 en los pabellones de aulas N°01, de la I.E.I. N° 652-02; donde las poblaciones de estudios fueron universos de 7 institución educativa, de lo cual la muestra fue la I.E.I. N° 652-02. Los instrumentos empleados fueron de fuentes primarias: observación, experimentación y registro fotográfico; y de fuentes secundarias: documentación obtenida como Expediente técnico. Concluyendo que bajo la carga pushover, y en relación al código ASCE 41-13, para el eje X-X, considerando los niveles de amenaza sísmica: sismo con probabilidad de excedencia en los próximos 50 años, en un 50%, 20 %, 10% y 5%; los niveles de desempeño obtenidos son: seguridad de vida, prevención de colapso, capacidad suficiente y no cuenta con capacidad, respectivamente para cada nivel de amenaza especificado. Para Y-Y, considerando los mismos niveles de amenaza sísmica, el nivel de desempeños es: ocupaciones inmediatas, seguridad de vida, prevención de colapso y no posee capacidad suficiente, respectivamente para cada nivel de amenaza anteriormente especificado. Estableciendo que la estructura en un inicio no cumple con cada objetivo de desempeño fijado respecto a la matriz de desempeño para la estructura analizada [29].

En Puno, en la investigación denominada “Evaluación del Desempeño Sísmico de una Edificación de 15 Pisos Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal - Puno 2021”, donde el objetivo fue la evaluación de los desempeños sísmicos de edificaciones de 15 pisos, por medio, de aplicar los métodos del Análisis Estáticos No Lineales. Tuvo como población las edificaciones existentes en la ciudad de Puno, de lo cual la muestra fue un edificio de 15 pisos. El software para los análisis estructurales son ETABS vs 16. Concluyendo, que la estructura, para sismo de diseño con 10% de probabilidad de excedencias para 50 años se encuentra por los niveles en desempeños sísmicos de ocupaciones inmediatas [30],.

En Trujillo, en la investigación denominada “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal “pushover”, Trujillo 2020”, tuvo como objetivo la evaluación de los desempeños sísmicos de los edificios como muro estructural con 14 niveles, por medio, del análisis estáticos no lineales (Pushover), diseñando bajos los rangos de la E.030, y la Norma Técnica E. 060-2009; siendo las poblaciones de estudios en todas las edificaciones con 14 pisos de concretos armados con muro estructural, con un diseño aplicado en base a criterios definidos en la NTE E.030-2018 y la E.060-2009; teniendo como muestras edificios para 14 niveles de concretos armados de muros estructurales. Los instrumentos empleados fueron ficha técnica de recolecciones de datos. Concluyendo que los pasos 32 donde se determinó un total de 816 rótulas plásticas completamente operacionales, 45 en los niveles de desempeños en seguridades de vidas, con dos próximas a los colapsos, han alcanzado el colapso 7, se produjo el colapso en el eje X-X de la estructura. Asimismo, en el paso 17, donde se determinó un total de 852 rótulas plásticas en el nivel de desempeño completamente operacionales, 7 con respecto a seguridad de vida, próxima al colapso 0 y alcanzado el colapso 11, se produjo el colapso de la estructura en el eje Y-Y. Por otro lado, en Y-Y se obtuvo mayor ductilidad de capacidad con un valor de 3.54, mientras que en X-X fue de 2.39 [31].

En Tacna, en la investigación denominada “Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021”, tuvo como objetivo en las evaluaciones de los desempeños sísmicos aplicando los análisis estáticos no lineales (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva; siendo la población de estudio la comisaría de Ciudad Nueva, de lo cual las muestras fueron el Módulo III. Los instrumentos empleados fueron la ficha de gabinete y la ficha de inspección. Concluyendo, en desarrollar las curvas de capacidades en dos direcciones, para los ejes X se presenta desplazamientos últimos con 0.154m para cortantes basales en 488014.84kgf, mientras que para el eje Y el desplazamiento máximo obtenido es 0.082m para una cortante basal de 425582.07 kgf. En Y se obtiene un menor desplazamiento porque en esta dirección se produce una falla por corte debido a los muros de albañilería existentes [32].

En Trujillo, en la investigación denominada “Análisis Estático no Lineal y Desempeño Sísmico de los Módulos V y VI de la I.E. Hermanos Blanco - Trujillo 2021”, tuvo como objetivo en la realización de los análisis estáticos no lineales PUSHOVER y desempeños sísmicos en módulos V-VI, I.E Hermanos Blancos; donde la población de estudio fue los 9 módulos de la institución educativa, de lo cual la muestra fue los módulos V y VI de 3 y 1 nivel respectivamente. Los instrumentos empleados fueron: ficha de registro, ficha hemerográfica y ficha de referencia electrónica; y para evaluación se empleó el software ETABS. Concluyendo, luego de determinar la curva de capacidad para ambos módulos, para los módulos V para los ejes X, se presenta máximos desplazamientos de 5.64 cm para cortantes basales de 1035.82 tn, asimismo para los ejes Y, los máximos desplazamientos son 7.06 cm para cortantes basales equivalentes a 1034.47tn. Respecto al módulo VI, en X el máximo desplazamiento es de 2.31 cm para una córtate basal de 359.56 tn y para Y el desplazamiento último es de 2.75 cm con una cortante basal de 359.50 tn [33].

En Puno, en la investigación denominada “Desempeño sísmico de edificaciones esenciales mediante el análisis estático no lineal – Instituto Superior Tecnológico Público San Salvador, Capachica, Puno 2021”, tuvo como objetivos en el desarrollar los niveles de desempeños sísmicos de la edificación primordial, por medio, los análisis estáticos no lineales – Instituto Superior Tecnológico Público San Salvador; siendo la población de estudio los 3 bloques A,B Y C del Instituto, de lo cual la muestra fue el bloque A del instituto. El instrumento empleado fue las fichas de recopilaciones de informaciones. Concluyendo que el desplazamiento lateral del edificio analizado, en el segundo nivel se presenta el máximo valor, en hasta 59.78% más para el eje X y 59.77% para el eje Y. Asimismo los niveles de desempeños de edificaciones son operacionales ante sismos frecuentes y operacionales, para lo cual, en los sismos raros deben ser seguridad de vida [34].

En Cusco, en la investigación denominada “Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco”, donde los objetivos fueron la evaluación de los desempeños estructurales sísmicos de los bloques para niveles

secundarios en edificaciones de educación del “Colegio Emblemático Coronel Ladislao Espinar”, se empleó la utilización de Análisis Estáticos no lineales (Pushover); siendo los objetos de estudios para edificios de 3 niveles, en sistemas estructurales en pórticos de concretos armados para los ejes X-X y Y-Y, de muro de albañilerías confinadas, asimismo, son aulas. Tuvo como uno de los instrumentos el software SAP2000 v21. Concluyendo, luego de la determinación de las curvas de capacidades, que las estructuras presentan ductilidades a un 9.94 para la dirección longitudinal, siendo esta una ductilidad alta, mientras que la ductilidad para la dirección transversal fue de 3.45, siendo esta moderada. Estos resultados se producen debido a que longitudinalmente se tiene un sistema a porticado, en cambio transversalmente los sistemas de albañilerías confinadas. Asimismo, para las direcciones X, para los niveles de desempeños estructurales de las ocupaciones inmediatas, en demandas sísmicas por servicios, alcanzando derivas de 0.0014, para una demanda de diseño es el de ocupación inmediata con una deriva de 0.0052 y para una demanda máxima es el de operacional con una deriva de 0.0114. Para la dirección Y, por lo cual, los niveles de desempeños es las ocupaciones inmediatas para demandas sísmicas de servicio, alcanzando una deriva total de 0.0011, para una demanda de diseño también ocupación inmediata y deriva de 0.0023, y para una demanda máxima de igual forma ocupación inmediata y una deriva total de 0.0028 [35].

En Chiclayo, en la investigación denominada “Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal, vivienda-comercio miura grill, Chiclayo”, tuvo como objetivo en el estudio de los desempeños sísmicos, por medio, de los análisis estáticos no lineales, comercio-vivienda-miura grill; teniendo como población las viviendas destinadas a actividades comerciales del mercado de Chiclayo; de ello la muestra seccionada fue exclusivamente la edificación vivienda-comercio miura grill. Los instrumentos empleados fueron los softwares, ETABS 2016, programa Excel, AutoCAD 2018. Concluyendo que en las direcciones “X”, las estructuras se encuentran en los niveles de desempeños de colapsos para sismos raro, evidenciando máximos desplazamientos de 63.318 mm con una cortante en la base de 732.357 tnf; asimismo con respecto a las direcciones Y, con respecto a la

edificación, en el cual, son encontrados en los parámetros cercano al colapso, a efecto de un sismo raro que produce máximos desplazamientos de 76.86mm y cortante basal en 777.83tn [36]. Por otro lado en Chiclayo, en la investigación denominada “Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo”, tuvo como objetivo conociendo en comparación de comportamientos sísmicos para edificios de concretos armados en disipador de energías(SLB), para lo cual, se obtiene por medio de la metodología del análisis no lineales estáticos y dinámicos; siendo la población específica que se determinó, la edificación en concreto armado presentando disipador de energía (SBL), ubicado en la ciudad de Chiclayo. Concluyendo que las columnas las rótulas plásticas se formaron mínimamente en un 2% de longitud total del elemento y como máximo en un 12%, mientras que en las vigas como mínimo en el 5% y máximo en un 11% de su longitud total. Asimismo, en el eje X el grado de desempeños estructurales presenta seguridad de vida, cumple para lo esperado, a diferencia de la dirección Y; con respecto a, [37], en su investigación denominada “Análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación de desempeño sismorresistente método Pushover I.E. N° 11271, Chiclayo-2021”, tuvo como objetivo el desarrollo del “Análisis estático no lineal”, con cedencias sucesivas para evaluar los desempeños sismorresistentes del “Modulo Aulas” de la I.E. N° 11271; siendo población en estudio la I.E SIGLO XXI, donde la muestra fue el bloque denominado módulo de aulas. Los instrumentos empleados fueron; normas nacionales (E-020, E-060 Y E-0.30), normas internacionales (ATC-40 y FEMA 356), hojas de cálculo y los softwares: ETABS, Excel 2019, Word 2019 y AutoCAD 2018. Concluyendo que posterior a un eventual evento sísmico, su edificación se encuentra ubicadas para niveles de desempeños operacionales [38].

Los nuevos conocimientos y aportes prácticos del presente estudio, sobre el análisis sísmico estático no lineal, para una edificación existente para determinar su desempeño sísmico, resultó de gran importancia, puesto que este método es de los más efectivos para los diseños sismorresistentes, en el cual, se encuentra basado en la capacidad y desempeño sísmico, pues permitió determinar de manera más cercana el comportamientos de la

estructura ante un evento sísmico. Al aplicar el análisis de desempeño sísmico a la estructura del edificio Cumbre, permitió determinar su nivel de desempeño, y a partir de esos resultados obtenidos tomar acciones referentes, es necesario el reforzamiento de las estructuras teniendo como finalidad el cumplimiento con los requerimientos de diseño sismorresistente o no. Con el fin principal de garantizar y salvaguardar la seguridad de residentes de la edificación ante un posible evento sísmico.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el los nivel de desempeño sísmicos para la edificación cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo, por medio, del análisis no lineal estático, Chiclayo-2023?

1.3. Hipótesis

La estructura del edificio Cumbre Instituto de Gastronomía Chiclayo, presenta un desempeño sísmico con un nivel aceptable ubicándose en nivel operacional, Chiclayo-2023.

1.4. Objetivos

Objetivo General

Analizar el desempeño sísmico de la estructura Cumbre Instituto de Gastronomía Chiclayo empleando el análisis no lineal estática, Chiclayo-2023.

Objetivos específicos

- Determinar y comparar los análisis sísmicos estáticos, análisis sísmicos dinámicos, modos de vibración calculadas y diseñadas, respectivamente.
- Verificar desplazamientos e irregularidades estructurales, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismoresistente”.
- Determinar la curva de capacidad de la edificación empleando el análisis “No lineal” estático.
- Determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación, mediante la norma FEMA 440.

- Estimar el grado de función, en el cual, se encuentra la estructura, para los estados Operacional, Funcional, Seguridad de vida, Pre colapso y Colapso.

1.5. Teorías relacionadas al tema.

El sismo

Es el Movimiento de la corteza terrestre, siendo una de las principales causas la interacción entre las placas tectónicas de la tierra, pues se originan por un desplazamiento de estas [39].

La sismicidad en el Perú

Geográficamente se encuentra en cinturón del fuego del Pacífico, que es una zona en la tierra con alta presencia de eventos sísmicos y volcánicos, esta condición es la que explica la alta frecuencia de eventos sísmicos en el país. Para efectos de diseño de edificaciones sismorresistentes, en el Perú existe la normativa de edificaciones E.030, en la cual se ha establecido una división por zonas en el país, en base al nivel de intensidad y presencia de eventos sísmicos.

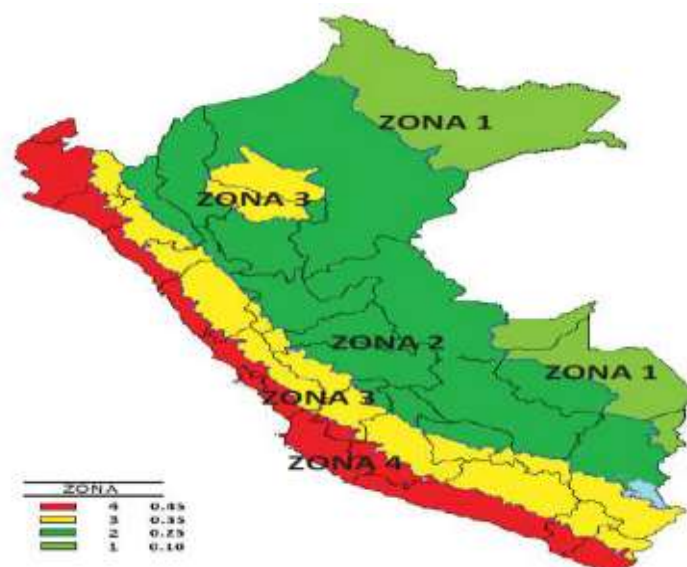


Fig. 1. Zonas sísmicas del Perú según NTE.E.030 -2018. [59]

El peligro sísmico

Es la probabilidad de la ocurrencia de un fenómeno natural producto de un terremoto, pudiendo ser originado producto del movimiento terrestre, derrumbes, inundaciones, la licuefacción, a los cuales se le da la denominación de efectos colaterales de los terrenos [40].

Según la Comisión de Seguridad Sísmica de California (CSSC), rescatan 3 niveles de peligrosidad sísmica, siendo los siguientes:

Sismo de Servicio: Se le considera como un suceso sísmico que tiene la probabilidad de ser superado hasta un 50% en los 50 próximos años y que puede volver a acontecer en un lapso de 50 años, representa los sismos que comúnmente resiste una estructura durante su vida útil y por lo general es la mitad de la magnitud con la que dicha estructura se diseñó.

Sismo de Diseño: Se le considera como un suceso sísmico que tiene la probabilidad de ser superado hasta un 10% en los próximos 50 años y que puede volver a acontecer en un lapso de 500 años, representa los sismos que comúnmente resiste una estructura durante su vida útil y tendría la magnitud de un sismo que regularmente acontecería en el tiempo útil de la construcción.

Sismo Máximo: Es considerado como el mayor evento sísmico que podría ocurrir con una probabilidad de excedencia en hasta un 5% en los próximos 50 años y que puede volver a acontecer en un lapso de 1000 años, por lo general su magnitud es de 1.25 a 1.5 con la que dicha estructura se diseñó.

Desempeño sísmico.

La concepción de desempeño estructural ante eventos sísmicos surge de la exigencia de contar con edificaciones capaces de resistir los efectos sísmicos que ocurren eventualmente y vulneran la integridad de quienes lo habitan. Por tal razón, en los últimos años la ingeniería estructural ha hecho tendencia impulsar las aplicaciones con criterios estándar de diseños basándose para los desempeños sísmicos [35].

Los desempeños sísmicos engloban relaciones en el nivel de daño estructural y no estructural, a efecto de ciertos grados de intensidad sísmica, donde se puede determinar

jerárquicamente los grados de desempeño de la estructura en relación al tipo de daño después del evento sísmico [41].

Niveles de desempeños sísmicos.

Se encuentran en estados límites en daños, para lo cual, son las siguientes causas:

- a). Daños causados a elementos no estructurales y estructurales, que conforman la estructura a nivel físico.
- b). Seguridad de vida se ve amenazada por el daño estructural
- c). La estructura sigue fusionando luego del sismo.

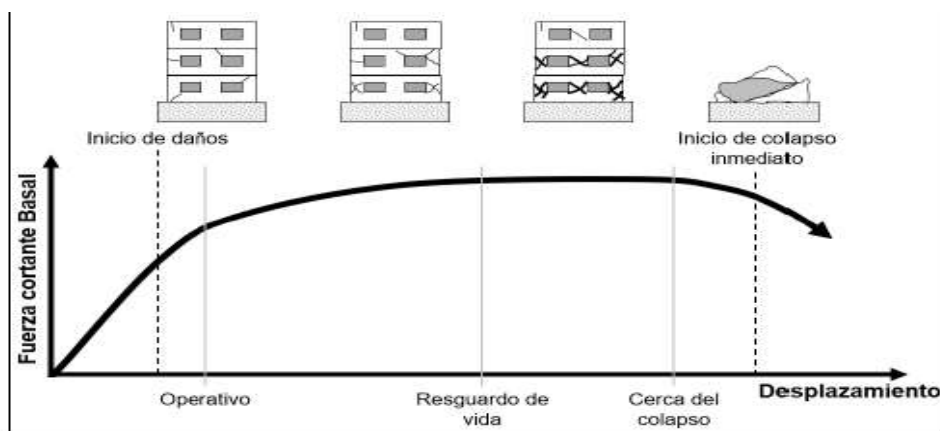


Fig. 2. Nivel de desempeños estructurales.

La figura 2 muestra el Nivel de desempeños en la edificación con respecto a su estado físico; donde el grado de resguardo de vida es el que establece un margen en el que es posible mantener la estabilidad de la estructura.

Los grados de desempeños, para el caso, de los elementos no estructurales y estructurales, pueden evaluarse mediante códigos internacionales, que resultan alternativas factibles. En seguida se muestran algunas de las alternativas más aceptadas [42].

Propuestas con ATC-40.

Los grados de desempeños globales en las estructuras se logran establecer a través de la interrelación entre desempeños del elemento no estructural y estructural.

- a) **Operacional, 1-A.** Involucra la funcionalidad estructural. En este nivel, tanto para elementos estructurales y no estructurales del edificio, los daños sufridos son ínfimos, por

ende, existe seguridad para la ocupación inmediata. En ambos casos son mínimas las reparaciones que se pueden considerar, y no representan peligro alguno para las funciones de la edificación.

b) Ocupación inmediata, 1-B. Involucra parámetros empleados con mayor frecuencia en edificios esenciales, donde se requiere un uso prudente de los compartimientos del edificio, a pesar de que pueda existir afección alguna de los contenidos. Existiendo en este nivel, estabilidad en la seguridad de vida de los residentes.

c) Seguridad de vida, 3-C. Se propone la determinación de un tipo de daño cuya posibilidad de amenazas en la seguridad de vida es considerablemente mínima, debido a daños limitados en la estructura y fallas en elementos no estructurales.

d). Estabilidad estructural, 5-E. En este nivel la estructura posee un margen de seguridad, vulnerable al colapso, considerando la probabilidad de que sucedan replicas; no obstante, el sistema que contrarresta las fuerzas laterales y cargas verticales mantiene su estabilidad. No requiriéndose evaluar daños en elementos no estructurales, pues estos son elevados. No existen garantías de seguridad de los residentes, ni dentro ni fuera de la edificación, siendo inevitable el desalojo de los habitantes cercanos a ella.

Propuesta de Desempeños de acuerdo con el ASCE/SEI 41-13 de acuerdo a niveles.

Desempeño de elementos estructurales por niveles y rangos.

a) Ocupación inmediata, S-1. Este son los estados de daños después de haberse producido un sismo, en el cual el edificio es seguro de ocupar, al no presentarse amenazas para los residentes.

b) Rango de seguridad mejorada. Se ubica entre el nivel S-1 Y S-3.

c) Control de daño S-2. Este estado de daño se ubica entre S-1 y S-3.

d) Seguridad de vida, S-3. En este rango a pesar de existir daños en los elementos; frente al colapso total o parcial, se mantiene un margen de seguridad.

e) Rango de seguridad reducida. Se ubica entre los niveles S-3 Y S-5.

f) Seguridad limitada, S-4. Se ubica entre los niveles S-3 y S-5.

g) Prevención de colapso, S-5. En este estado existen daños significativos en los elementos estructurales. Sin embargo, las cargas de gravedad aún pueden ser resistidas por la estructura, pero con un margen afectado a la seguridad contra el colapso.

h) No considerado, S-6. No se toma en cuenta solamente, en caso la estructura se ha sometido a evaluación y rehabilitación.

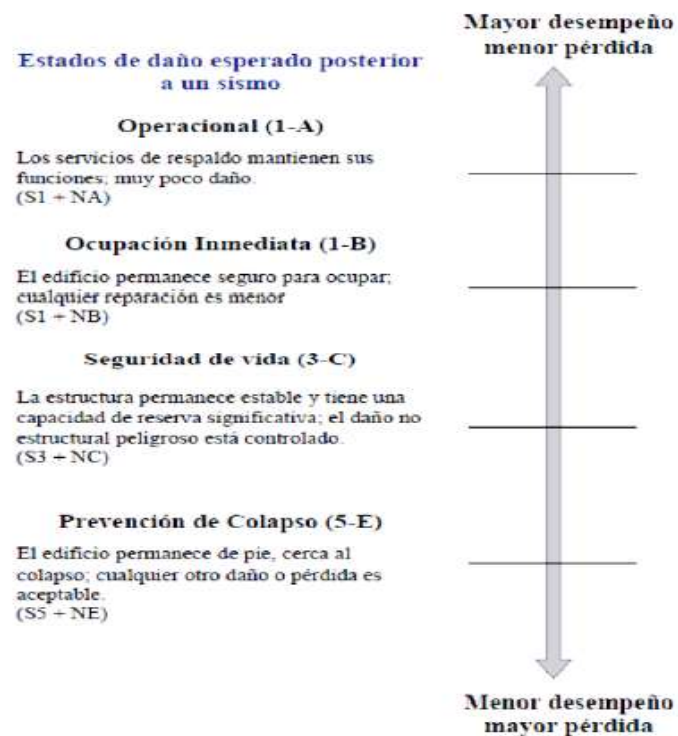


Fig. 3. Niveles de desempeño para edificios más comunes.

Nota: Rango de desempeño de la estructura propuesto alfanuméricamente, donde los números son los niveles de desempeños de elementos estructurales y las letras de nivel con desempeños de elementos “No” estructurales [42].

La curva de capacidades

Para lo cual, en las direcciones X y Y, la sollicitación que se le aplica a la estructura y la manera en cómo responde, respectivamente, siendo obtenida a través de la deformación del punto control y su cortante basal preestablecido. Esta curva se obtiene mediante un ensayo teórico, en la cual se le han aplicado fuerzas estáticas horizontales en el eje de análisis y así conseguir punto por punto, en el cual llega a su colapso, su respuesta de la estructura [43].

Viene a ser una gráfica en la que se relaciona la resistencia de la estructura a carga lateral con el desplazamiento lateral en el último nivel, hasta el punto de colapso.

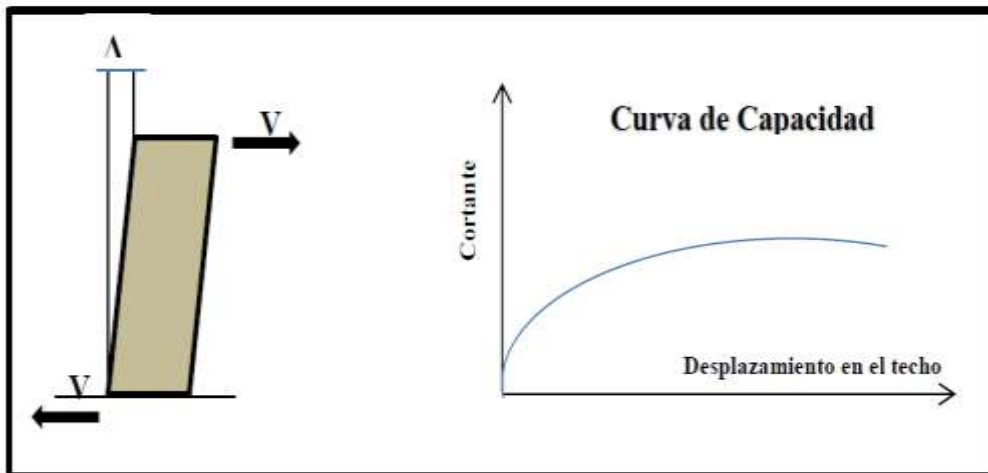


Fig. 1. Representación gráfica de la curva de capacidad.

Nota: Relación cortante (V) versus desplazamiento en el último nivel (Δs), para ambas direcciones, X e Y [44].

La capacidad total de la estructura está directamente influenciada por la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales; por ejemplo, el acero, el concreto y el concreto armado. Es así que la capacidad estructural a fluencia, ductilidad y capacidad última, se define y representa en la curva de capacidad.

La filosofía de diseño por capacidad es la que fundamenta la elaboración de la curva de capacidad, buscando un comportamiento estructural óptimo y tolerante a desplazamientos producidos por un sismo severo, con la finalidad de evitar un posible colapso pese a haber excedido la resistencia estructural. Esto se logra a través de un análisis inelástico [44].

La definición de términos

Ductilidad. Bajo términos estructurales, es la capacidad que esta tiene para disipar energía de deformación sin llegar al colapso. Esta propiedad establece la posibilidad, tanto de la estructura o sus componentes, de percibir deformaciones que superan el límite elástico sin disminuir su resistencia o rigidez de manera significativa [45].

La resistencia lateral. Supone la capacidad de la estructura de resistir cargas laterales sin deformarse, deteriorarse o colapsar. Como factor esencial en la curva de capacidad, es la máxima fuerza horizontal que hace ingresar a la estructura al rango no lineal (inelástica). Una estructura con un índice elevado de resistencia a cargas laterales, supone que esta retrase o demore su ingreso al rango no lineal, y evidentemente que el grado de daño sea menor [46].

La Conversión de las curvas de capacidades a espectros de capacidades

Se denomina conversiones de las curvas de capacidades en términos con respecto: aceleraciones espectrales-desplazamientos espectrales.

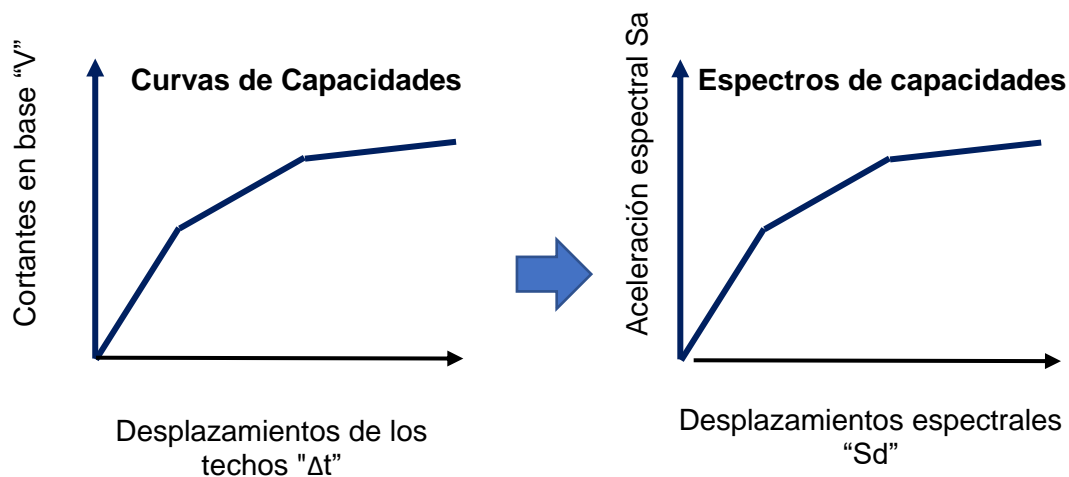


Fig. 2. Conversiones de las curvas de capacidades a espectros de capacidades.

Nota: Las conversiones con el termino de las cortantes basales(V), desplazamientos (Δ_s), pseudoaceleraciones espectrales (S_a), desplazamientos espectrales (S_d) aplicando los siguientes procedimientos [47]:

- Determinar los factores de participaciones modales (PF1) que se asocia a los modos fundamentales de las estructuras, de igual forma determinar los coeficientes de masas efectivas, empleando las expresiones:

$$PF1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i1}^2) / g}$$

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

Se calculó para cada punto de las curvas de capacidades (V-Δt), puntos asociados (Sa-Sd).

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo 1}}$$

$$S_a = \frac{v/w}{a_1}$$

Donde:

S_d = Desplazamiento espectral.

Δ_{techo} = Desplazamiento lateral del techo.

FP₁ = Factores de participaciones modales en el primer modo natural.

S_a = aceleraciones espectrales.

V = Cortante en la base.

W = Peso del edificio.

α₁ = Coeficientes modales de masas para el primer modo natural.

$\frac{W_i}{g}$ = Masa que asigna el primer nivel determinado.

φ_{i1} = Amplitudes de primer modo, para el primer nivel.

N = Nivel N, que representa los niveles más alto en la edificación.

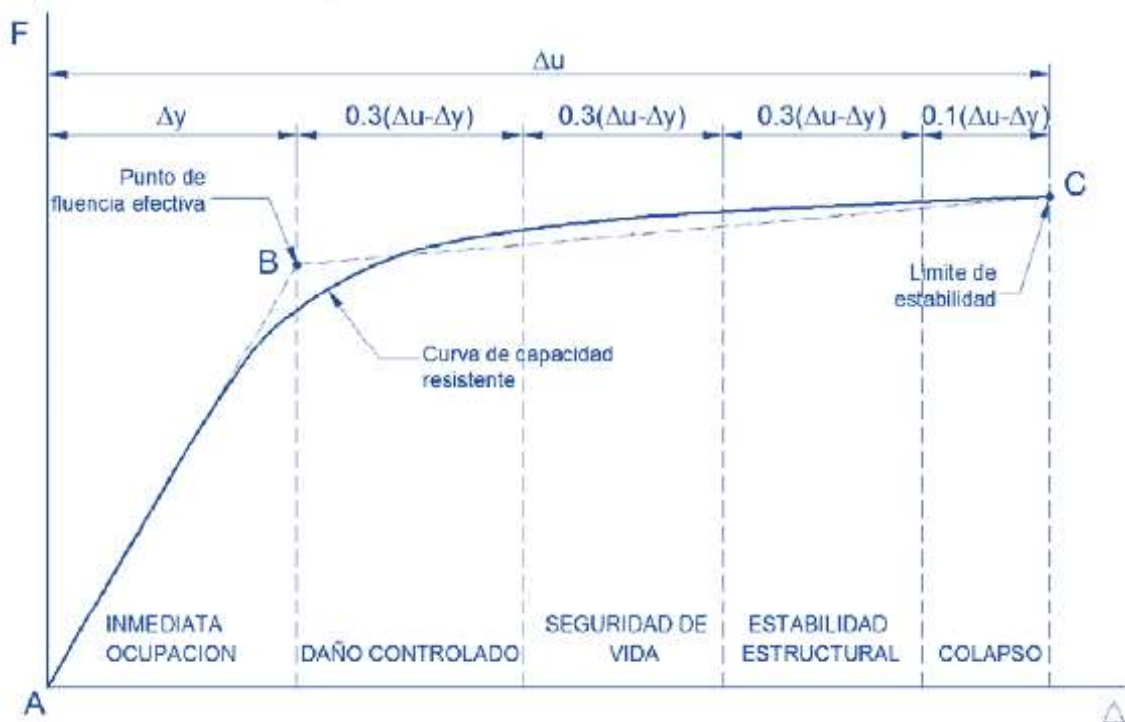


Fig. 3. Sectorización con respecto a la curva de capacidad

Nota: División con respecto a la curva de capacidad en base de niveles con desempeños propuestos por el ATC-40 [47].

Patrones de carga.

Estos representan y limitan la forma en que se distribuyen los esfuerzos inerciales para los sismos de diseños empleados para los cálculos de diseños estructurales.

Para representar los es forzamientos laterales actuantes sobre las estructuras se utilizan fuerzas de sismo laterales parecidas a las fuerzas de sismo estáticas equivalentes, donde estas fuerzas se orientan en las formas del modo fundamentales de vibraciones o distribuciones como las que se observan en la Figura 7 [48].

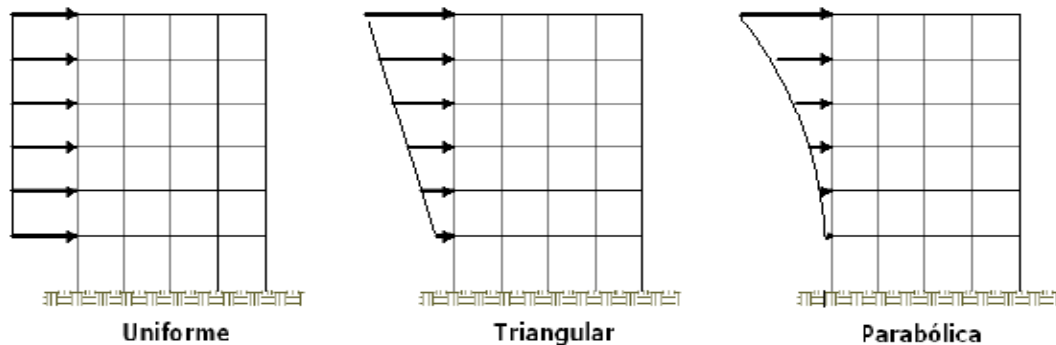


Fig.4. Patrón con respecto a cargas de fuerza lateral.

Nota: Disposición de diversas cargas en su lateral actuante para la edificación consideradas en el Análisis Pushover [48].

Análisis sísmicos estáticos “No lineal”-Pushover.

También denominada estudios de colapso, es un tipo de análisis fundamentado en el diseño por desempeño, empleando para las cargas laterales un patrón establecido, los que en cada iteración se ven incrementados, además lleva a la estructura hacia la no linealidad y seguidamente, al colapso o hacia una máxima deformación. Este proceso de análisis permite obtener una gráfica que representa fuerza-desplazamiento, a la que se le conoce como curva de capacidad [49].

Los métodos aplicados a los análisis sísmicos estáticos no lineales más comunes debido a su implementación en normativas de edificación son:

- Métodos de capacidades espectrales ATC-40.
- Métodos N2 del EC8 o EN 1998.
- Métodos de los coeficientes de desplazamientos ASCE-41 y FEMA 273.

Patrones de carga lateral.

A) Distribución uniforme.

$$F_r = \frac{W_r}{g}$$

donde:

W_r = peso del nivel r

B) Distribución mediante las formas modales fundamentales y otro modo:

$$F_r = \frac{W_r}{g} \varphi_n$$

Donde:

φ_{ri} = Elemento para el nivel r, con las formas de modal correspondiente al modo de vibraciones i.

Los patrones de carga con respecto a sus distribuciones triangulares inversa.

$$F_r = \frac{W_r h_r}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} V_b$$

Donde:

W = peso de la estructura.

hr = altura de la planta r.

Vb = cortante en la base = Sa (Tn) W donde Sa (Tn) son las ordenadas de los espectros de diseños en aceleraciones para su período fundamental, Tn.

N = número total de plantas.

C). Distribución de carga según FEMA.

$$F_r = \frac{W_r h_r^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} V_b$$

Donde:

K = exponente con variación lineal con el período fundamental desde 1 para T1 < 0.5s a 2 para T1 > 2.5s.

Normativa

FEMA 356: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA por sus siglas en ingles. Es un organismo adherido al gobierno de EE.UU., fundado con el fin de brindar asistencia en desastres naturales y emergencias de seguridad en la nación. El documento FEMA 356 fue editado en el 2000 mediante el ASCE (Sociedad Estadounidense de Ingenieros

Civiles), para brindar apoyo a ingenieros ocupados de la práctica en lo referente a revisión y rehabilitación de edificaciones para contrarrestar los eventos sísmicos. En relación a los métodos de análisis utilizados, tenemos a los lineales, tanto estáticos como dinámicos, mientras que para el rango de análisis no lineal tenemos también un método estático y dinámico; de los cuales se derivan los procesos de análisis estático no lineal por coeficientes o el de modificación de desplazamientos. Donde para calcular la curva de capacidad se recomienda el empleo de 2 patrones de carga lateral con la finalidad de elaborar con las probables respuestas de la estructura, una envolvente [50].

ATC 40. El consejo de tecnología aplicada (ATC, por sus siglas en inglés), es una organización de ingenieros estructurales, con especialidad en aspectos prácticos e investigativos. Su fin es el de contribuir en la prevención de desastres producto de terremotos, para ello se mejoran los procedimientos empleados para los diseños sismorresistente y sus respectivos análisis. De igual manera, el ATC 40 fue editado en 1996 bajo la denominación "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings". Encontrándose referentes a la metodología de los análisis estáticos no lineales, tenemos las modificaciones en su desplazamiento y el denominado espectro de capacidad. En síntesis, lo que se aplica en este proceso es, establecer una comparación entre resistencia del edificio (curva de capacidad bilineal) respecto a la demanda por acciones sísmicas a las que está inducida la estructura, empleando en ambos parámetros, coordenadas espectrales de pseudoaceleración y desplazamiento. Siendo el punto de desempeño, el punto donde se cruzan ambas curvas [50].

FEMA 440. Este documento se impulsó por FEMA mediante ATC con la denominación de "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", en el mes de junio del 2005. Esta es una guía para implementar procedimientos para la aplicación de los análisis estáticos no lineales. Rectificando los métodos de las modificaciones del desplazamiento propuesto por el FEMA 356, así como también la metodología de los espectros de capacidades del ACT 40, con el fin de establecer mejoras [50].

ASCE 41-13. Esta norma contempla las evaluaciones y rehabilitaciones sísmicas de estructuras existentes. Define la evaluación sísmica como el proceso metodológico validado para evaluar las deficiencias en un edificio, mismas que lo limitan e impiden lograr un determinado objetivo de desempeño seleccionado. Asimismo, define la rehabilitación sísmica para los diseños en medidas de los mejoramientos de los desempeños sísmicos en los elementos no estructurales y estructurales para una estructura, por medio, de las correcciones de la deficiencia encontrada mediante evaluaciones sísmicas, teniendo como propósito los desempeños seleccionados. Esta norma dispone de dos partes: requisitos técnicos y comentarios, para explicar las disposiciones. Es una actualización de ASCE 41-06 y reemplaza a ASCE 31-03 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2014).

Objetivos de desempeño.

Consistirán en 1 o más pares de niveles seleccionados con respecto a amenazas sísmicas.

Tabla I

Objetivo en relación a los desempeños.

Objetivo de los niveles de rendimiento del edificio					
Niveles para peligros sísmicos	Niveles para rendimientos operativos (1-A)	Niveles para rendimientos de ocupaciones inmediatas (1-B)	Niveles para rendimientos de seguridad de vida (3-C)	Nivel para rendimientos de prevenciones de colapsos (5-D)	
50%/50 años BSE-1E	a	b	c	d	
(20%/50 años) BSE-2E (5%/50 años)	e	f	g	h	
BSE-2N (ASCE 7 MCE)	i	j	k	l	
	m	n	o	p	

Nota: En el anterior las celdas representan el propósito de los desempeños discretos. Por lo cual, el propósito son los desempeños en sus matrices anteriores, donde se podrá usar y/o la representación de 3 propósitos de desempeños específicos para estructuras estándares que son considerados por la Categoría de Riesgo I y II [51].

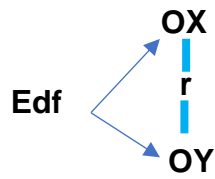
II. MATERIAL Y MÉTODO.

2.1. Tipo y Diseño de Investigación

Esta investigación fue de tipo “Aplicada”, puesto que este tipo, tiene como objetivo estudiar un problema direccionado a la acción, pudiendo proporcionar hechos nuevos, pudiendo llevar teorías generales al campo práctico, direccionando esfuerzos en la solución de necesidades que involucren al hombre y la sociedad [52]. Por ello se aplicó teorías y método de análisis sísmico estático no lineal, teniendo como finalidad determinar los desempeños sísmicos en el edificio Cumbre Instituto de Gastronomía Chiclayo. En cuanto al enfoque de investigación fue el cuantitativo, ya que la ruta cuantitativa de la investigación se emplea cuando se requiere determinar magnitudes o sucesos de diferentes fenómenos para probar las hipótesis establecidas. Siendo los datos obtenidos en forma de cantidades numéricas, por ende, su recolección se sustenta en la medición [53]. Por ello se aplicó un análisis sísmico no lineal, con resultados basados en expresiones numéricas, para indicar los niveles de ductilidad, cortante en la base, desplazamientos laterales, realización de su curva de capacidad y determinar como punto importante los grados de desempeños sísmicos en su edificación de la investigación.

El diseño de esta investigación, no ha sido experimental, en el cual, presentan diseños transeccionales correlacionales. Donde un diseño transversal correlacional establece relaciones entre las variables, tiempos determinados, siendo a veces solo en su termino de correlaciones, y otras ocasiones en términos de relación causa-efecto, además dan una descripción de las relaciones entre dos o más variables, correlacionalmente o en función de causa-efecto [53], por ello no se realizó la manipulación de ninguna variable en estudio, solamente son aplicados en el análisis sísmico estático no lineal, estableciendo niveles de desempeños sísmicos de la estructura en estudio. Además, con el análisis realizado, se describió numéricamente el desempeño estructural, donde los resultados obtenidos estuvieron en función del método de análisis sísmico aplicado.

Diseño:



Donde:

Edf = muestra en estudio, conformada por el edificio a analizar.

OX = observación de una de las variables.

OY = Observaciones de las otras variables.

r = la posible relación entre X e Y.

2.2. Variables, Operacionalización.

La variable independiente es el Análisis sísmico estático no lineal.

La variable dependiente es el desempeño sísmico del edificio Cumbre.

La operacionalización de la variable dependiente e independiente, para un entendimiento mayor se muestra la **Tabla II y Tabla III**, en las cuales son muestras de las operacionalizaciones de la variable dependiente e independiente.

Tabla II

Operacionalización de variable independiente.

Variable Independiente	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	Valores finales	Tipo de variable	Escala de medición
Análisis sísmico estático no lineal.	El fin de este método es llevar hacia el colapso a la estructura a través de cargas laterales con incremento monotónico en relación a altura, el objetivo es determinara la capacidad	La importancia de esta variable se fundamenta en la correcta aplicación del método de análisis sísmico, pues esto depende la obtención de la capacidad y desempeño de la estructura	Capacidad de la estructura	Curva de capacidad de la estructura, mediante el Pushover.	- Desplazamiento en el techo.(ver anexo 01) - Cortante en la base. (ver	Las técnicas empleadas serán la observación, análisis de documentos, análisis de normativa y códigos de diseño, modelado estructural	Valores cuantitativos	Variable independiente	Guía de análisis

y desempeño sísmico estructural [54].	en estudio, con datos que realmente describan el verdadero comportamiento de la estructura. Donde para aplicar el análisis se realizará un modelamiento en 3D en SAP 2000 v24.0.0	Formación rótulas plásticas	Apariciones de las rótulas plásticas para elementos estructurales	anexo 01)	en 3D; siendo el instrumento que se utilizará las fichas técnicas.
				-Muros -Vigas - Columnas.	

En la tabla se muestra la operacionalización de las variables independientes, conforme, a su dimensión, indicador, índice, técnica de recolección de información e instrumentos de mediciones.

Tabla III

Matriz de operacionalización de variable dependiente.

Variab le Depen diente	Definició n concept ual	Definició n operacio nal	Dimens iones	Indicador es	Ítems	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	Valores finales	Tipo de variable	Escala de medicion
Desem peño sísmic o del edificio Cumbr e.	Estimar los desempe ños sísmicos de la edificació n, requiere seleccion es con eventos sísmicos posibles en el cual, represent an rangos de Severida des sísmicas. Denomin ando a estos eventos,	Se determin ará producto del método de análisis aplicado, emplean do el software ETABS, a un modelad o de la estructur a en 3D	Punto de desemp eño	Para cada nivel de amenazas sísmicas considera dos.	ASCE 41- 13 (5%, 20%, 50% de probabilida d de excedenci a en 50 años). E.030, sismo base (10% de probabilida d de excedenci a en 50 años).	Las técnicas empleadas serán la observación, documentos de análisis, normativa y códigos de diseño, modelado estructural en 3D; siendo el instrumento que se utilizará las fichas técnicas.	Valores cuantitativo	Variable dependiente	Guía de análisis
			Ductilid ad	Ductilidad por demanda y capacidad	Valor de ductilidad.				

movimien
tos
sísmicos
de diseño
[55].

En la tabla se muestra la operacionalización de la variable dependiente, conforme, a su dimensión, indicador, subindicador, unidad, índice, técnica de recolección de información e instrumentos de mediciones.

2.3. Población de estudio, muestra, muestreo y criterios de selección

La población de estudio puede definirse como el universo o el total del elemento de estudio, en el cual poseen características necesarias para su consideración [56]. Para lo cual, en el análisis su población se encuentra conformada por los edificios de 8 pisos de la ciudad de Chiclayo, diseñados con la NTE de diseño sismorresistente E.030.

La muestra, viene ser un sector específico a su población, por ende, posee particularidades requeridas para aplicaciones de la investigación, mismas que son lo necesariamente claras para evitar errores o confusiones [56]. La muestra seleccionada fue el edificio Cumbre Instituto de Gastronomía Chiclayo, al cual se le aplicó el análisis sísmico estático no lineal.

El muestreo y criterios de selección se detallan de la siguiente manera:

Generalidades: El proyecto Cumbre instituto de Gastronomía está ubicado en la ubica en la Av. José Eufemio Lora y Lora 625, Chiclayo 14009 en la Provincia de Chiclayo- Departamento de Lambayeque, sus dimensiones son de 12.00m de frente y fondo, 26.00 m de largo por la izquierda y por la derecha según lo especifica en los planos de arquitectura y estructuras.

Estructuración: La estructuración está basada en muros de concreto armado los cuales estarán arriostrados en sus extremos por elementos de concreto armado, con una rigidez suficiente para soportar las cargas aplicadas dentro de los rangos especificados por la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones en los planos se muestran diferentes secciones de columnas de, 0.35 x 0.85 m y de 0.35 x 1.15 m, de igual manera diferentes secciones de vigas de 0.25 X 0.25 m, 0.35 x 0.5 m, 0.25 x 0.50 M y por ultimo de 0.37 x 0.70 m.

Características del suelo de fundacion según el estudio de mecánica de suelos: La Capacidad admisible para mejoramiento de suelos se logrará con la colocación de una capa de over e = 1 m más una capa de solado e = 20 cm y una capa de piedra over de 6" a 8" de 30cm de espesor, se logrará un valor de 0.85 kg/m².

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

Las técnicas de recolección de datos en cuanto a observación, se aplicaron en los diferentes procesos desarrollados, empezando por la identificación del estado, características y aspectos de diseño del edificio en estudio, se recolectó la mayor información posible y un registro de ella. Para el análisis de documentos se realizó el análisis de fuentes bibliográficas, principalmente el expediente técnico del edificio Cumbre, se extrajo los datos necesarios, aplicando el modelado en un inicio y posteriormente el análisis sísmico no lineal; en cuanto a los Análisis de normativas y códigos de diseño se realizó el análisis de las normativas y códigos de diseño empleados (E.030, FEMA 440, ATC 40 y el ASCE 41-13), para la aplicación en el análisis sísmico no lineal de la estructura. Por otro lado, se realizó el modelado 3D, de la estructura en el software SAP 2000 v24.0.0, considerando características y propiedades de materiales y elementos estructurales, consideradas en el diseño y construcción del edificio, así mismo características del suelo de cimentación, cargas estructurales, etc.

Los instrumentos de recolección de datos, en lo que concierne a las fichas de recolección de datos se emplearon en las diferentes etapas de la investigación, empezando para las verificaciones "in situ" de la edificación, en el análisis y extracción de datos del expediente técnico y priorizando la recolección de los datos principales que arroje el programa SAP 2000 v24.0.0 sobre los análisis sísmicos estáticos no lineales aplicados a las estructuras, donde se obtuvieron máximos desplazamientos, máximas distorsiones de entrepiso, cortante en su base, rotulas plásticas, curva de capacidad, ductilidad por demanda y capacidad y puntos de desempeños para cada niveles de amenazas sísmicas consideradas.

2.5. Procedimiento de análisis de datos

Descripción del proceso.

Paso I. Se obtuvo el expediente técnico de la edificación. Fundamental para saber cada una de las características de diseño, principalmente estructural de la edificación, tal es el caso de: planos de distribución y estructuras, memoria descriptiva y de cálculo y demás, necesarios para poder idealizar la estructura en un modelado 3D a través del software SAP

2000 v24.0.0. Referente a los planos, se verificó las dimensiones y consideraciones en el software AutoCAD 2019. Además, se consideró una visita in situ al edificio para tomar algunos datos importantes para el desarrollo de esta investigación.

Paso II. Se procedió a elaborar el modelado tridimensional de la estructura empleando el software SAP 2000 v24.0.0, teniendo en cuenta las propiedades y características de materiales y elementos estructurales, especificadas en el expediente técnico; además de las consideraciones sísmicas, como: zona sísmica, factor de uso de la estructura, factor de suelo, factor de reducción de las fuerzas sísmicas, irregularidades estructurales; que son parámetros estipulados por la NTE de diseño sismorresistente E.030.

Paso III. En primera instancia, luego del modelado, realizaron análisis lineales, tanto estáticos como dinámicos modales espectrales, para verificar en la edificación si cumple inicialmente con la deriva máxima establecidos por la E.030, así mismo se verificó las irregularidades estructurales.

Paso IV. Se aplicó su análisis Pushover, para lo cual se determinó desplazamiento máximo, máximas derivas, cortante en la base, curva de capacidad, la formación de rótulas plásticas, punto de desempeño sísmico para cada nivel de amenaza sísmica considerada, ductilidad por capacidad y ductilidad por demanda; todo considerando los códigos y normas: ASCE 41-13, FEMA 440 y ATC 40.

Paso V. Se recolectó los datos obtenidos en una ficha de recolección de datos, analizados y procesados a través del programa Microsoft Excel, que se empleó por su practicidad. En este punto se realizó un proceso de datos con aplicaciones estadísticas, desarrollando tablas, gráficos, etc., que permitió una mejor comprensión de los resultados; cuidando cada detalle del proceso para garantizar que los resultados sean los óptimos y nos proporcionen el verdadero comportamiento y desempeño sísmico de la estructura que es a lo que se quiere llegar.

Diagrama de flujo del proceso.

Se presenta una representación sintetizada a través del siguiente esquema, sobre el proceso que se empleará para la obtención de los resultados.

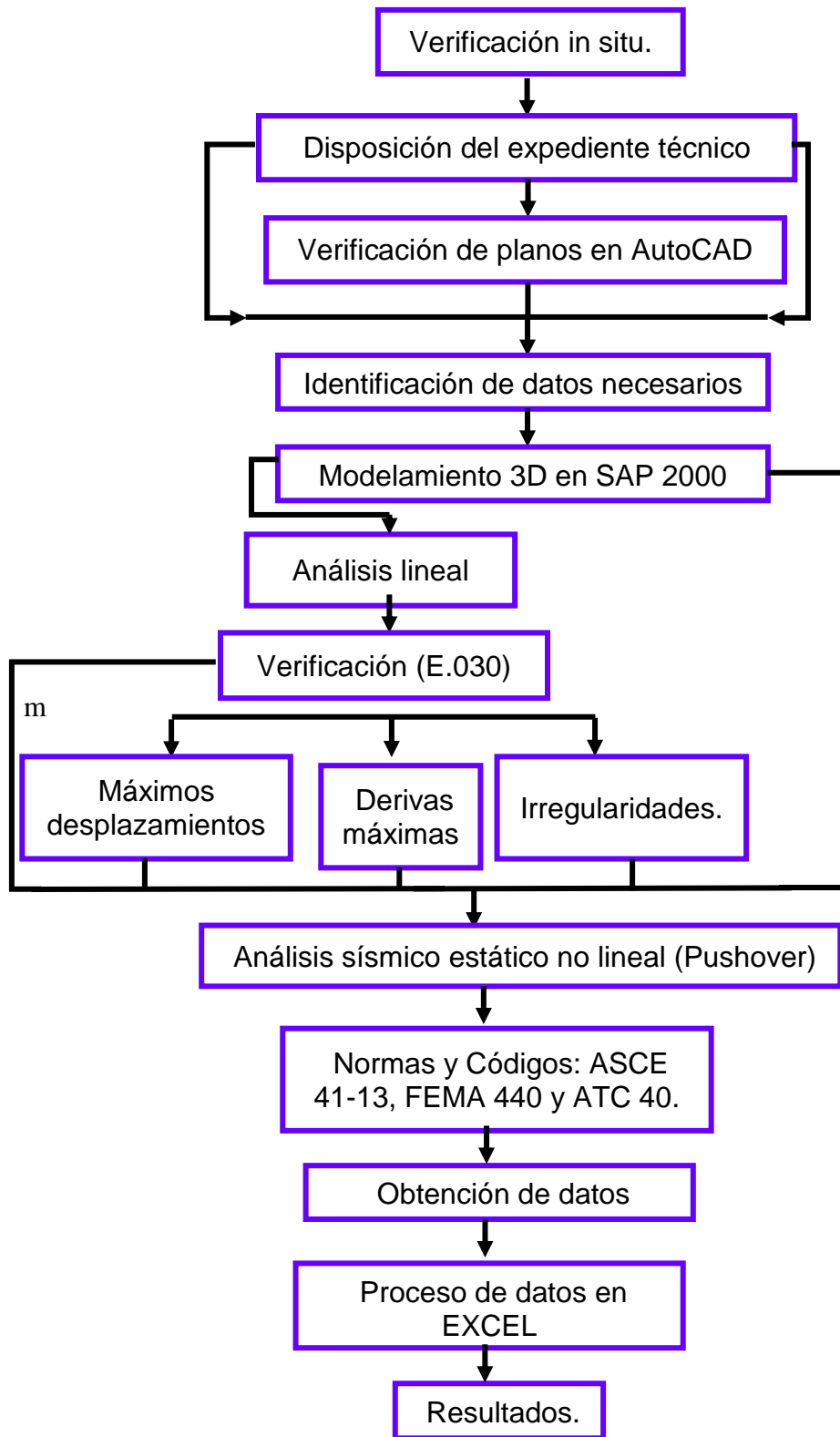


Fig. 5. Procedimiento empleado.

2.6. Los criterios éticos

de acuerdo al Colegio de Ingenieros del Perú en su código de ética precisa que la ética profesional es el grupo de normativas y valores que tienen el fin de mejorar el desarrollo de diferentes actividades de carácter profesional, además marcan los lineamientos éticos para el desarrollo laboral considerando valores universales [57].

Los criterios y procedimientos que se emplearon en la aplicación y desarrollo de esta investigación, se ha respetado las normativas y códigos de análisis y diseño, tanto nacionales e internacionales, buscando en todo momento considerar cada parámetro establecido, con criterio técnico-profesional. Esto permitió que los resultados a obtener sean lo más transparentes posibles, y que reflejen verdaderamente el fin buscado, que es establecer el desempeño sísmico del edificio en estudio. Así mismo en la elaboración de este proyecto y en su posterior aplicación, siempre se consideró el respeto por los derechos de autor, pues cada información ha sido tomada o adaptada para elaborar este perfil a modo de trabajo previo o información considerada, siempre se ha dado cumplimiento con las normas APA para citar y referenciar debidamente a los autores cuya información ha sido considerada; donde estos mismos criterios serán considerados en la investigación.

Los criterios de rigor científico para la validación de instrumentos en cuanto a la validez interna se aplicaron para determinar la capacidad y desempeño de la estructura es uno de los que mayormente se usan para los análisis no lineales, esto en base a lo investigado y lo encontrado mediante los trabajos previos; lo que permitió obtener resultados que describan el verdadero comportamiento y desempeño sísmico de la estructura. Asimismo, los resultados que se obtuvieron son validados como tales por un profesional en ingeniería estructural y diseño sismorresistente. En lo que respecta a objetividad los datos a obtener en cada etapa de la investigación han sido recopilados en una ficha de recolección de datos, donde se tomó nota de manera sistemática y ordenada de cada uno; principalmente haciendo énfasis en los datos que arrojó el software luego del análisis no lineal, ya que estos son los más importante para alcanzar los objetivos propuestos.

El sustento del instrumento y los procedimientos que se emplearon se basaron en las normas y códigos internacionales como el FEMA 400, el ATC 40 y ASCE 41-13, y además en los trabajos previos considerados en la elaboración de este perfil, en los cuales se expresaron el análisis sísmico no lineal mediante el análisis Pushover aplicado a edificios existentes. Con el desarrollo de esta investigación se logró describir el desempeño sísmico de la estructura en estudio y en base a ello sustentar si está en un rango aceptable o debería ser reforzada. Con relación a fiabilidad de la obtención de datos que permitieron describir el desempeño estructural se realizó a través de un modelado 3D y análisis sísmico estático no lineal en el software SAP 2000 v24.0.0, que es uno de los más empleados con resultados fiables en el ámbito de la ingeniería estructural. Posteriormente el análisis y procesamiento de los datos se aplicó a través del software Microsoft Excel, pues este es bastante práctico para aplicar este tipo de procedimientos, y su uso es amplio en el campo de la ingeniería civil.

La confiabilidad de instrumentos concerniente a validez y confiabilidad en esta investigación, se aplicó el análisis no lineal, en el cual, se encuentran de acuerdo a la norma actual, teniendo como finalidad la presentación de resultados válidos, se busca la presentación de valores verídicos, procediendo a procedimientos meticulosos y bien argumentativos. Asimismo, la confiabilidad de la aplicación del análisis no lineal en el software SAP 2000, presenta certificación internacional en el desarrollo del diseño y análisis estructural para el presente proyecto desarrollado, cabe recalcar que se busca no presentar variación relevante durante el desarrollo del estudio.

III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resultados

En cuanto al análisis estático se calculó las Fuerzas Estáticas Equivalentes, es decir, se calculó la fuerza cortante en la base

Tabla IV

Fuerza cortante en la base (dirección X y Y), calculadas

Parámetros	Valores	Descripción
Z	0.45	Factores de zonas 4
U	1.50	Factores de usos
S3	1.10	Factores de suelos
Tp	1.00	Factores dependientes del "S"
TL	1.60	Factores dependientes del "S"
Hn	32.50	Altura en la estructura
CT	60.00	Coefficientes para estimación del periodo fundamental
T	0.77	Periodos Fundamentales de Vibraciones de la Estructura
C (asumido)	2.50	Coefficientes de amplificaciones Sísmicas
Rx=Ry	6.00	Coefficientes de Reducciones de fuerza Sísmica
Semi sótano	316.8	Área Construida
1°-5° Nivel (m2)	274.18	Área Construida
6°-7° Nivel (m2)	210.51	Área Construida
8° Nivel (m2)	167.93	Área Construida
Azotea (m2)	35.58	Área Construida
f'c (kg/cm2)	210	Resistencias a las Compresión de los concretos
fy (kg/cm2)	4200.00	Resistencias a las Fluencia de los Aceros
R	6.00	Coefficientes de Reducciones en fuerza Sísmica
C/R	0.42	C/R>=0.11.... Ok
Pe (tn)	2789.26	Peso de estructura
V(tn) – en "x"	1725.85	Fuerzas Cortantes en su Base
V(tn) – en "y"	2301.14	Fuerzas Cortantes en su Base

Nota: Esta tabla muestra las características de la edificación y factores de los Parámetros sísmicos considerados en los diseños y su análisis sismorresistentes en base a la norma NTE. E060-2018 [58].

Con el cálculo obtenido de la fuerza cortante basal en las direcciones "X" e "Y" realizaron la distribución de la fuerza sísmica en altura

Tabla V

Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "X", calculadas

Nivel	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi*Hi	Pi*Hi/suma	Fi xx(Ton)	Vi xx(Ton)
Techo 8	46.36	32.50	1506.70	0.03	54.62	54.62
Techo 7	241.34	29.25	7059.20	0.15	255.89	310.51
Techo 6	286.20	26.00	7441.20	0.16	269.74	580.25
Techo 5	287.56	22.75	6541.99	0.14	237.14	817.39
Techo 4	385.56	19.50	7518.42	0.16	272.54	1089.93
Techo 3	385.56	16.25	6265.35	0.13	227.12	1317.05
Techo 2	385.56	13.00	5012.28	0.11	181.69	1498.74
Techo 1	385.56	9.75	3759.21	0.08	136.27	1635.01

Nota: Distribuciones de las fuerzas sísmicas en sus alturas, para lo cual, Fi son las fuerzas sísmicas inerciales por pisos y (V) es la fuerza cortante acumulada de acuerdo a la norma NTE. E060-2018 [58]

Tabla VI

Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "Y", calculadas

Nivel	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi*Hi	Pi*Hi/suma	Fi yy(Ton)	Vi yy(Ton)
Techo 8	46.36	32.50	1506.70	0.03	72.82	72.82
Techo 7	241.34	29.25	7059.20	0.15	341.19	414.01
Techo 6	286.20	26.00	7441.20	0.16	359.65	773.66
Techo 5	287.56	22.75	6541.99	0.14	316.19	1089.86
Techo 4	385.56	19.50	7518.42	0.16	363.38	1453.24
Techo 3	385.56	16.25	6265.35	0.13	302.82	1756.06
Techo 2	385.56	13.00	5012.28	0.11	242.26	1998.32
Techo 1	385.56	9.75	3759.21	0.08	181.69	2180.01

Nota: Distribuciones de las fuerzas sísmicas en sus alturas, para lo cual, Fi son las fuerzas sísmicas inerciales por pisos y (V) es la fuerza cortante acumulada de acuerdo a la norma NTE. E060-2018 [58].

Posteriormente se muestran los datos obtenidos de la fuerza cortante empleadas en el diseño de la edificación existente

Tabla VII

Fuerza cortante en la base (dirección X y Y), diseñado

Parámetros	Valores	Descripción
Z	0.45	Factores de zonas 4
U	1.50	Factores de usos
S3	1.10	Factores de suelos
Tp	1.00	Factores dependientes del "S"
TL	1.60	Factores dependientes del "S"
Hn	29.25	Altura en la estructura
CT	45.00	Coeficientes para estimación del periodo fundamental
T	0.77	Periodos Fundamentales de Vibraciones de la Estructura
C (asumido)	2.50	Coeficientes de amplificaciones Sísmicas
Rx=Ry	6.00	Coeficientes de Reducciones de fuerza Sísmica
Semi sótano	316.8	Área Construida
1°-5° Nivel (m2)	274.18	Área Construida
6°-7° Nivel (m2)	210.51	Área Construida
8° Nivel (m2)	167.93	Área Construida
Azotea (m2)	35.58	Área Construida
f'c (kg/cm2)	210	Resistencias a las Compresión de los concret
fy (kg/cm2)	4200.00	Resistencias a las Fluencia de los Aceros
R	6.00	Coeficientes de Reducciones en fuerza Sísmica
C/R	0.42	C/R>=0.11.... Ok
Pe (tn)	2789.23	Peso de estructura
V (tn)	862.92	Fuerzas Cortantes en su Base

Nota: Características de la edificación y factores de los Parámetros sísmicos considerados en los diseños y su análisis sismorresistentes en base a la norma NTE. E060-2018 [59]

Con el cálculo obtenido del diseño de la fuerza cortante basal en las direcciones "X" e "Y" realizaron la distribución de la fuerza sísmica en altura

Tabla VIII

Distribución de fuerza sísmica en altura en la dirección "X" y "Y", diseñado

Nivel	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi*Hi	Pi*Hi/suma	Fi xx(Ton)	Vi xx(Ton)
Techo 8	223.93	29.25	6550.00	0.16	289.72	289.72
Techo 7	260.09	26.00	6762.24	0.16	299.11	588.84
Techo 6	260.09	22.75	5916.96	0.14	261.72	850.56
Techo 5	348.51	19.50	6796.01	0.16	300.61	1151.17
Techo 4	348.51	16.25	5663.34	0.14	250.51	1401.67
Techo 3	348.51	13.00	4530.67	0.11	200.40	1602.08

Techo 2	348.51	9.75	3398.01	0.08	150.30	1752.38
Techo 1	348.51	6.50	2265.34	0.05	100.20	1852.58

Nota: Distribuciones de las fuerzas sísmicas en sus alturas, para lo cual, F_i son las fuerzas sísmicas inerciales por pisos y (V) es la fuerza cortante acumulada de acuerdo a la norma NTE. E060-2018 [59].

En relación al análisis dinámico modal espectral, se calculó la aceleración espectral para las direcciones (x-x) y (y-y)

Tabla IX

Espectro de diseño con respecto al suelo flexible, para direcciones (x-x) y direcciones (y-y), calculados

T	S_{axx}	S_{ayy}
0.01	0.61875	0.82500
0.02	0.61875	0.82500
0.03	0.61875	0.82500
0.04	0.61875	0.82500
0.05	0.61875	0.82500
0.06	0.61875	0.82500
0.07	0.61875	0.82500
0.08	0.61875	0.82500
0.09	0.61875	0.82500
0.10	0.61875	0.82500
0.20	0.61875	0.82500
0.30	0.61875	0.82500
0.40	0.61875	0.82500
0.50	0.61875	0.82500
0.60	0.61875	0.82500
0.70	0.61875	0.82500
0.80	0.61875	0.82500
0.90	0.61875	0.82500
1.00	0.61875	0.82500
2.00	0.24750	0.33000
3.00	0.11000	0.14667
4.00	0.06188	0.08250
5.00	0.03960	0.05280
6.00	0.02750	0.03667
7.00	0.02020	0.02694
8.00	0.01547	0.02063
9.00	0.01222	0.01630
10.00	0.00990	0.01320
11.00	0.00818	0.01091
12.00	0.00688	0.00917
13.00	0.00586	0.00781
14.00	0.00505	0.00673
15.00	0.00440	0.00587

En la tabla se observa que para el cálculo de los espectros de diseños para suelos flexibles se tienen los siguientes valores de aceleraciones de 0.61875 en X 0.82500 en Y donde (T), donde los periodos fundamentales de vibraciones en la estructura, (C) viene ser el coeficiente en sus amplificaciones sísmicas, (Sa) es el coeficiente de aceleración espectral.

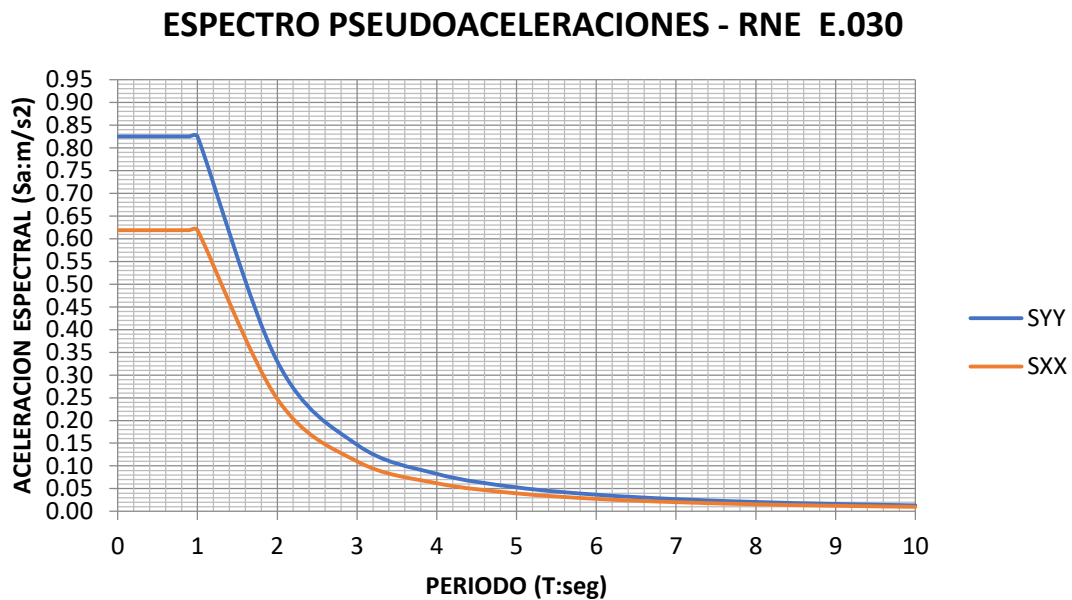


Fig. 6. Espectro de Pseudo Aceleraciones en la dirección X y Y

Se muestra la gráfica del espectro de pseudo aceleraciones en ambas direcciones con un Sa de 0.61875 en la dirección “X” y 0.82500 en la dirección “Y”.

En relación al análisis dinámico modal espectral; la aceleración espectral aplicada en el diseño para las direcciones (x-x) y (y-y) se muestran a continuación:

Tabla X

Espectro de diseño con respecto al suelo flexible, para direcciones (x-x) y direcciones (y-y), diseñado

C	T	Sa/g Dir x-x	Sa/g Dir y-y
2.5000	0.00	0.3094	0.3094
2.5000	0.02	0.3094	0.3094
2.5000	0.04	0.3094	0.3094
2.5000	0.06	0.3094	0.3094
2.5000	0.08	0.3094	0.3094
2.5000	0.10	0.3094	0.3094

2.5000	0.12	0.3094	0.3094
2.5000	0.14	0.3094	0.3094
2.5000	0.16	0.3094	0.3094
2.5000	0.18	0.3094	0.3094
2.5000	0.20	0.3094	0.3094
2.5000	0.25	0.3094	0.3094
2.5000	0.30	0.3094	0.3094
2.5000	0.35	0.3094	0.3094
2.5000	0.40	0.3094	0.3094
2.5000	0.45	0.3094	0.3094
2.5000	0.50	0.3094	0.3094
2.5000	0.55	0.3094	0.3094
2.5000	0.60	0.3094	0.3094
2.5000	0.65	0.3094	0.3094
2.5000	0.70	0.3094	0.3094
2.5000	0.75	0.3094	0.3094
2.5000	0.80	0.3094	0.3094
2.5000	0.85	0.3094	0.3094
2.5000	0.90	0.3094	0.3094
2.5000	0.95	0.3094	0.3094
2.5000	1.00	0.3094	0.3094
2.2727	1.10	0.2813	0.2813
2.0833	1.20	0.2578	0.2578
1.9231	1.30	0.2380	0.2380
1.7857	1.40	0.2210	0.2210
1.6667	1.50	0.2063	0.2063
1.5625	1.60	0.1934	0.1934
1.3841	1.70	0.1713	0.1713
1.2346	1.80	0.1528	0.1528
1.1080	1.90	0.1371	0.1371
1.0000	2.00	0.1238	0.1238
0.8264	2.20	0.1023	0.1023
0.6944	2.40	0.0859	0.0859
0.5917	2.60	0.0732	0.0732
0.5102	2.80	0.0631	0.0631
0.4444	3.00	0.0550	0.0550
0.2500	4.00	0.0309	0.0309
0.1600	5.00	0.0198	0.0198
0.1111	6.00	0.0138	0.0138
0.0816	7.00	0.0101	0.0101
0.0625	8.00	0.0077	0.0077
0.0494	9.00	0.0061	0.0061
0.0400	10.00	0.0050	0.0050

En la tabla se observa que para el cálculo de los espectros de diseños para suelos flexibles se tienen los siguientes valores de aceleraciones de 0.3094 donde (T), donde los periodos fundamentales de vibraciones en la estructura, (C) viene ser el coeficiente en sus amplificaciones sísmicas, (Sa) es el coeficiente de aceleración espectral.

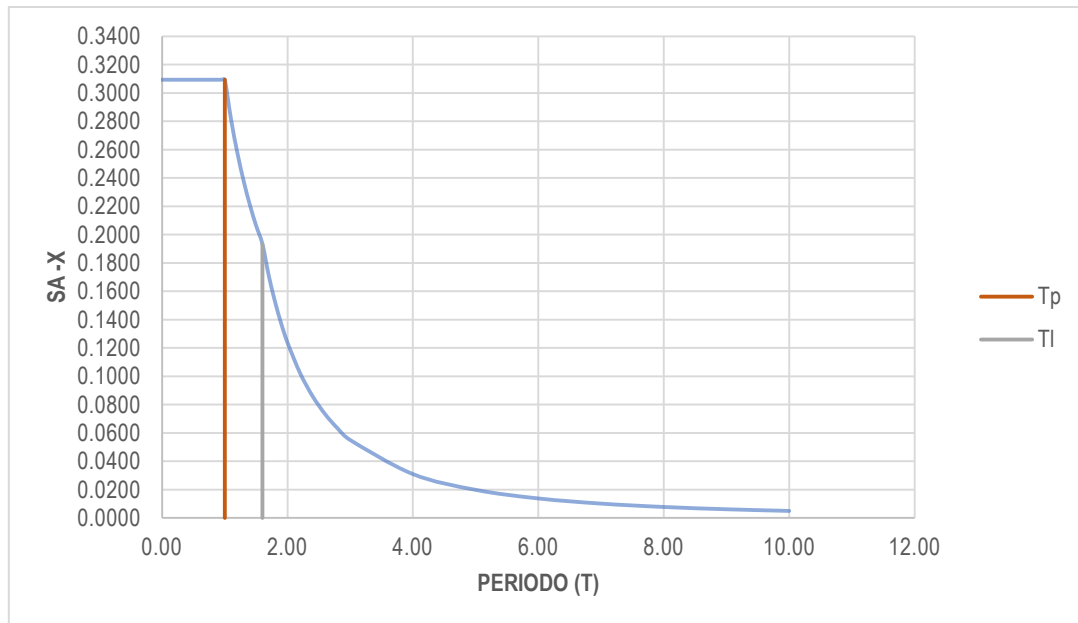


Fig. 10. Espectro de Pseudo Aceleraciones en la dirección X y Y

En la fig. 10 se muestra la gráfica del espectro de pseudo aceleraciones en ambas direcciones en la cual se muestran el T_p con un valor de 1.00 seg con un S_a de 0.3094 y el valor de T_l de 1.60 seg con un S_a de 0.1934.

En cuanto a los modos de vibración calculados, se determinó el periodo fundamental en sus vibraciones, para las edificaciones en sus direcciones X presenta 0.642s y direcciones Y presenta 0.417s.

Tabla XI

Resultados del análisis modal, calculado

Resultado del análisis modal				
Porcentaje de masas participativas				
Modos de vibraciones	Periodos	UX	UY	RZ
1	0.642	0.5966	8.02E-06	0.0268

2	0.417	0.0006	0.5147	0.0698
3	0.284	0.0215	0.0711	0.5121
4	0.202	0.1353	0.0166	1.97E-06
5	0.179	0.0092	0.0233	0.0014
6	0.112	0.0067	0.0148	0.0416
7	0.107	0.0413	0.0266	0.0317
8	0.095	0.0018	0.0578	0.0016
9	0.084	0.0151	0.0771	0.0469
10	0.078	0.0508	0.0008	0.0541
11	0.052	0.0293	1.75E-05	0.0154
12	0.049	0.0061	0.0343	0.0377
Porcentajes de masa acumulativa participativa		91%	84%	84%

En la tabla se observa, que existieron participaciones en su masa siendo efectivas menores al 90% de la masa total en ambas direcciones la cual no cumple con la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones.

Por otro lado, para los modos de vibración diseñados, se verificó el periodo fundamental en sus vibraciones, para las edificaciones en sus direcciones X presenta 0.723s y direcciones Y presenta 0.430s.

Tabla XII

Resultados del análisis modal, diseñado

Modos de vibraciones	Periodos (s)	Resultado del análisis modal		
		Porcentaje de masas participativas		
		UX	UY	RZ
1	0.723	0.6179	0.0006	0.0029
2	0.43	0.005	0.4221	0.1688
3	0.34	2.44E-06	0.1558	0.4403
4	0.219	0.1407	0.0153	0.0008
5	0.175	0.0039	0.0211	0.0006

6	0.119	0.0095	0.0026	0.0569
7	0.108	0.0407	0.048	0.0267
8	0.095	0.0002	0.0619	0.0001
9	0.092	0.0095	0.0015	0.0324
10	0.087	0.0212	0.0621	0.0465
11	0.06	0.0182	0.0003	0.0173
12	0.051	0.021	0.0219	0.0219
Porcentaje de masa		89%	81%	82%

acumulativa participativa

En la tabla se observa que existieron participaciones en su masa siendo efectivas menores al 90% de la masa total en ambas direcciones la cual no cumple con la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones.

De la Fuerza Cortante Calculada y fuerza cortante diseñada se comprobó que en ambos casos no cumple con la fuerza cortante mínima

Tabla XIII

Fuerza cortante calculada

Fuerza cortante estática	Fuerza cortante dinámica	Verificación
1725.85	137.24	No cumple
2301.13	160.17	No cumple

Como se observa en los resultados la fuerza cortante dinámica es menor que el 80% de la fuerza cortante estática es decir no cumple con los mínimos establecidos en la norma E030 del reglamento nacional de edificaciones.

Tabla XIV

Fuerza cortante mínima diseñada

Fuerza cortante estática	Fuerza cortante dinámica	Verificación
889.4518	569.1799	No cumple
889.4518	439.8846	No cumple

Como se observa en los resultados la fuerza cortante dinámica es menor que el 80% de la fuerza cortante estática es decir no cumple con los mínimos establecidos en la norma E030 del reglamento nacional de edificaciones.

Con relación a los desplazamientos de entrepiso dinámicos se verifico tanto en la dirección X como en la dirección Y; así como el límite permisible de desplazamiento lateral de la estructura.

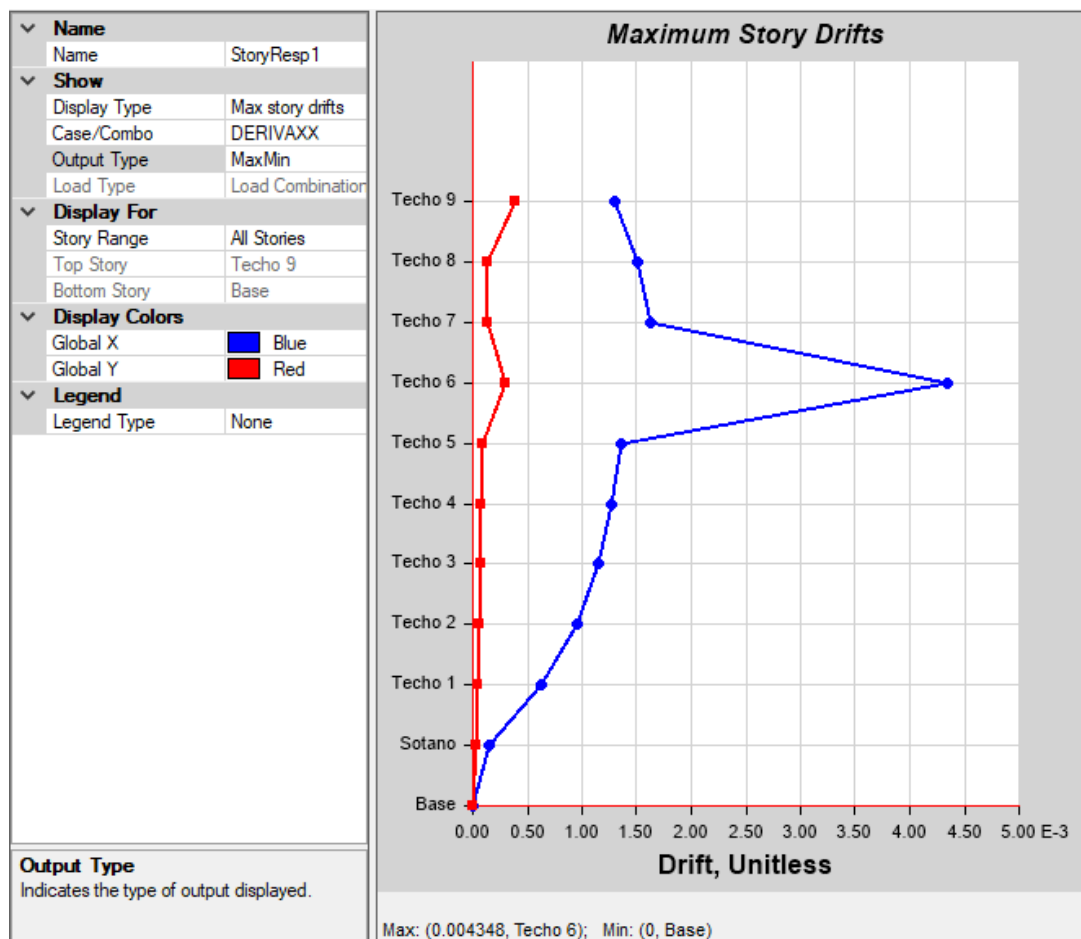


Fig. 11. Desplazamientos en la dirección "X"

En la fig. 11. Se los desplazamientos en la dirección en "X" presentando un desplazamiento máximo de 0.004348 en el piso 6.

Tabla XV

Verificación de desplazamiento en la dirección "X".

Entrepiso	H(cm)	Drift	X (m)	Y (m)	Z (m)	Control
Techo 9	3250.00	0.001305	6.45	10.42	32.50	Cumple
Techo 8	2925.00	0.001503	8.20	15.63	29.25	Cumple
Techo 7	2600.00	0.001634	8.20	20.84	26.00	Cumple
Techo 6	2275.00	0.004348	0.00	26.05	22.75	Cumple
Techo 5	1950.00	0.001353	8.20	0.00	19.50	Cumple
Techo 4	1625.00	0.001274	11.48	0.00	16.25	Cumple
Techo 3	1300.00	0.001147	11.48	0.00	13.00	Cumple

Techo 2	975.00	0.000948	11.48	0.00	9.75	Cumple
Techo 1	650.00	0.000624	8.20	0.00	6.50	Cumple
Sotano	325.00	0.000156	11.48	0.00	3.25	Cumple

Se realizó la verificación de los desplazamientos en la dirección en "X", en el cual, cumplen todos los entrepisos, teniendo como deriva máxima 0.004348 en el piso 6, siendo menor a la deriva permisible 0.007.

LIMITE PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO X-X

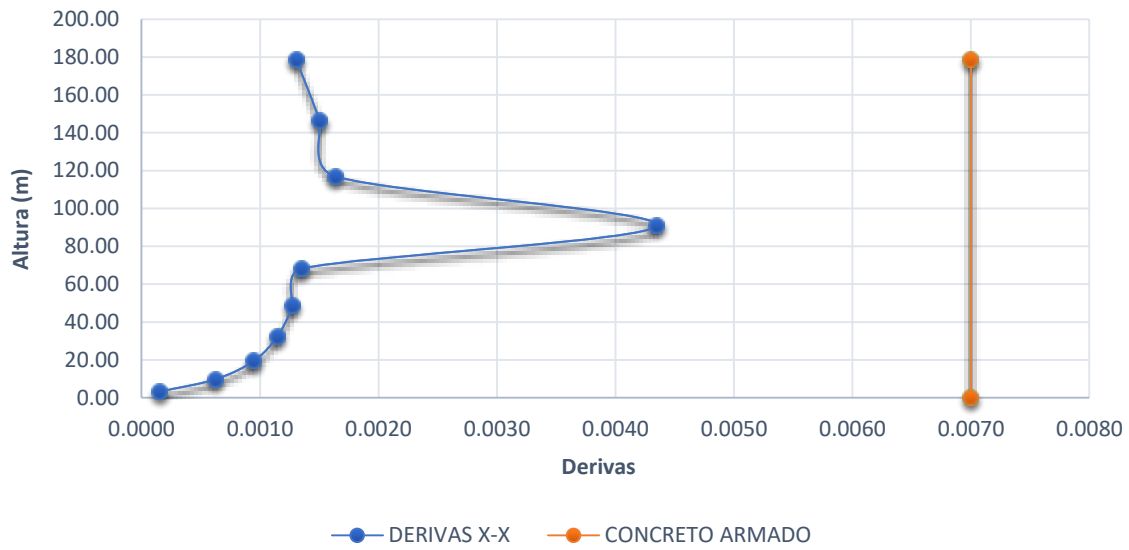


Fig.12. Límite del desplazamiento lateral de entrepiso X-X

Se muestra en la fig.12.El límite permisible de desplazamiento lateral de entrepiso x-x, asimismo, los desplazamientos de la estructura, en el cual cumplen con lo establecido en la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

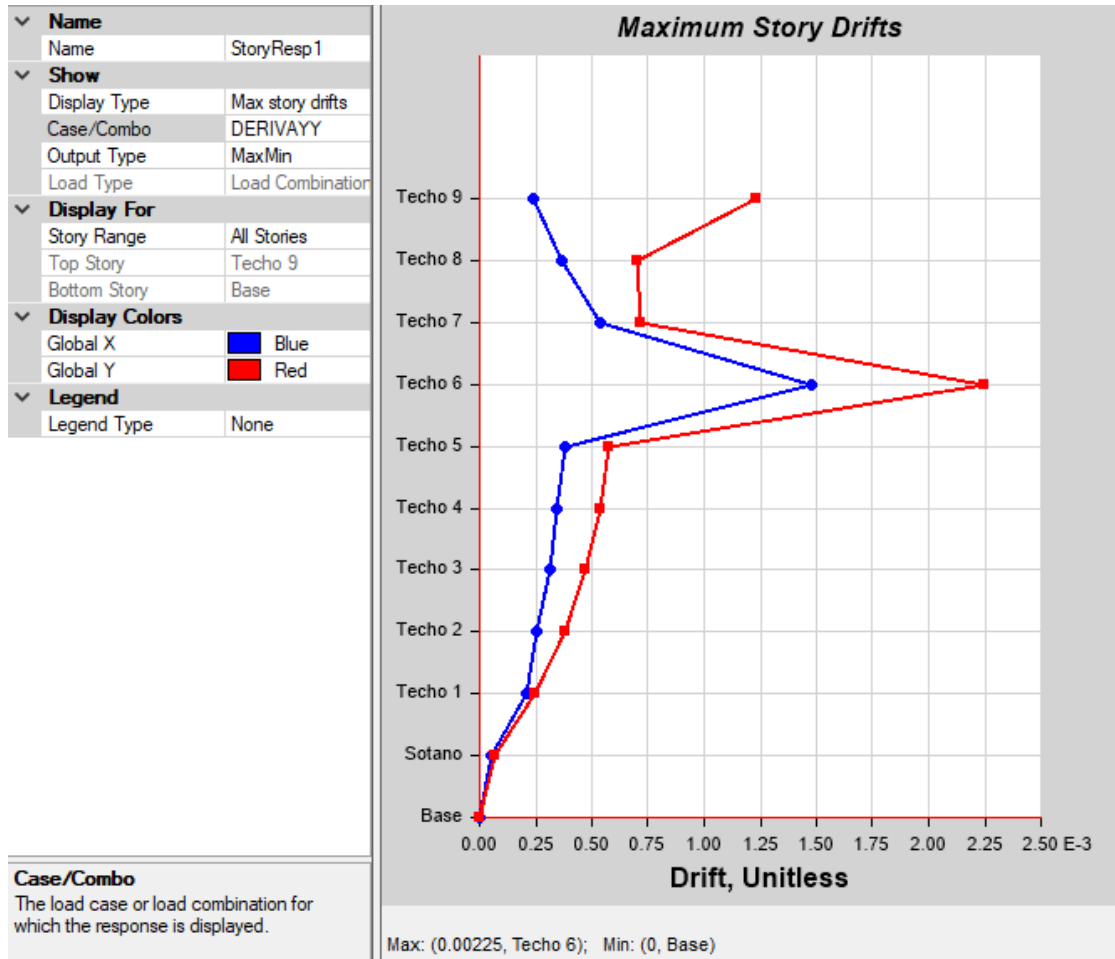


Fig.13. Desplazamientos en la dirección "Y"

Se realizó la verificación de los desplazamientos en la dirección en "X" presentando un desplazamiento máximo de 0.00225 m, en el piso 6.

Tabla XVI

Verificación de desplazamiento en la dirección "Y".

Entrepiso	H(cm)	Drift	X (m)	Y (m)	Z (m)	Control
Techo 9	3250.00	0.001228	0.00	10.42	32.50	Cumple
Techo 8	2925.00	0.000704	0.00	15.63	29.25	Cumple
Techo 7	2600.00	0.000714	0.00	20.84	26.00	Cumple
Techo 6	2275.00	0.00225	0.00	26.05	22.75	Cumple
Techo 5	1950.00	0.000577	0.00	26.05	19.50	Cumple
Techo 4	1625.00	0.000537	0.00	26.05	16.25	Cumple
Techo 3	1300.00	0.000473	0.00	26.05	13.00	Cumple
Techo 2	975.00	0.000377	0.00	26.05	9.75	Cumple
Techo 1	650.00	0.000247	0.00	20.84	6.50	Cumple

Sotano	325.00	0.00007	0.00	26.05	3.25	Cumple
--------	--------	---------	------	-------	------	--------

Se realizó la verificación de los desplazamientos en la dirección en "X", en el cual, cumplen todos los entrepisos, teniendo como deriva máxima 0.0025 en el techo 6, siendo menor a la deriva permisible 0.007.

LIMITE PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Y-Y

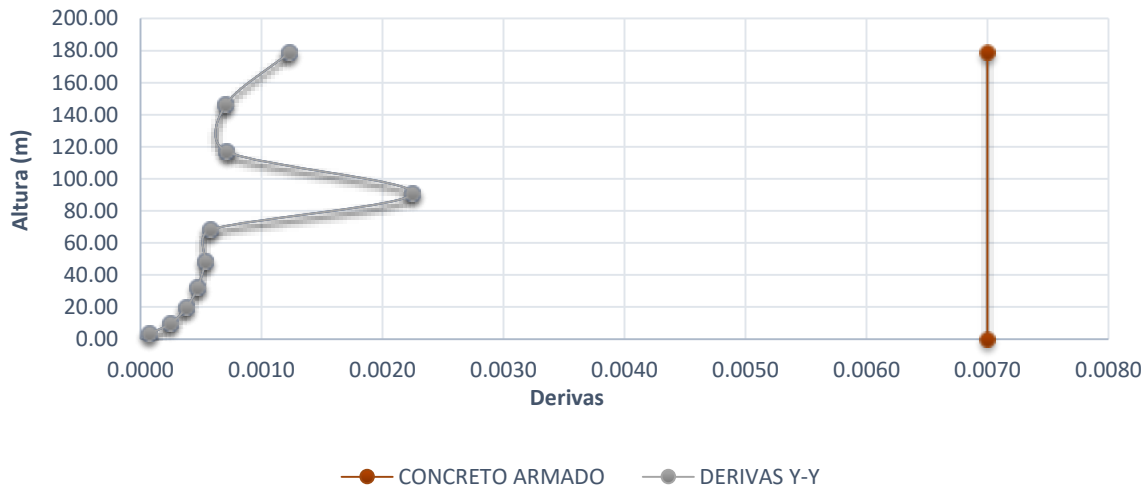


Fig. 14. Límite del desplazamiento lateral de entrepiso Y-Y

En la fig. 14. Se visualiza el límite permisible de desplazamiento lateral de entrepiso y-y, asimismo, los desplazamientos de la estructura, en el cual cumplen con lo establecido en la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

En este punto se verifico las irregularidades estructurales en altura tales como: Irregularidad de piso blando, Irregularidad extrema de piso blando, Irregularidad de Resistencia – Piso Débil, Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil, Irregularidad de Masa o Peso, Irregularidad de Geometría Vertical; así como las irregularidades en planta tales

como: Irregularidad Torsional en la dirección, Irregularidad Torsional Extrema tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla XVII

Verificación de Irregularidad de piso blando en la dirección "X".

Pisos	Caso	Cortante X	Derivas X	Rigidez zX	Rigidez x/piso	Irregularidad por piso	
		tonf	cm	tonf/cm			
Techo 9	sdx	86.7852	1.643	52819.165	52819.17		
Techo 8	sdx	308.4372	1.801	171282.135	118462.97	ok	
Techo 7	sdx	555.9482	1.914	290404.018	119121.88	se castiga con 0.75	
Techo 6	sdx	750.432	1.878	399647.817	109243.80	se castiga con 0.75	se castiga con 0.75
Techo 5	sdx	938.803	1.524	616141.381	216493.56	ok	ok
Techo 4	sdx	1096.8272	1.435	764470.68	148329.30	se castiga con 0.75	se castiga con 0.75
Techo 3	sdx	1213.1426	1.273	953082.011	188611.33	se castiga con 0.75	se castiga con 0.75
Techo 2	sdx	1290.4012	1.005	1284526.582	331444.57	ok	ok
Techo 1	sdx	1333.2812	0.568	2346512.062	1061985.48	ok	ok
Sotano	sdx	1345.7754	0.126	10693719.63	8347207.56	ok	ok

En la tabla se muestra que presenta Irregularidad de piso blando en la dirección en "X", en los pisos 3, 4, 6 y 7, por lo tanto, se castiga a la estructura con un coeficiente de 0.75, de acuerdo, a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XVIII

Verificación de Irregularidad de piso blando en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Cortante Y	Derivas Y	Rigidez Y	Rigidez y/piso	Irregularidad por piso	
		tonf	cm	tonf/cm			
Techo 9	SDY	108.7213	2.003	54266.711	54266.71		
Techo 8	SDY	364.9447	0.89	410139.399	355872.69	ok	
Techo 7	SDY	661.0202	0.914	723045.255	312905.86	se castiga con 0.75	

Techo 6	SDY	890.5428	0.904	985362.314	262317.06	se castiga con 0.75	se castiga con 0.75
Techo 5	SDY	1109.8714	0.794	1398465.605	413103.29	ok	ok
Techo 4	SDY	1290.8826	0.733	1761717.454	363251.85	se castiga con 0.75	se castiga con 0.75
Techo 3	SDY	1425.6001	0.631	2258347.573	496630.12	se castiga con 0.75	ok
Techo 2	SDY	1516.0825	0.477	3179536.455	921188.88	ok	ok
Techo 1	SDY	1562.7259	0.285	5491332.414	2311795.96	ok	ok
Sotano	SDY	1574.6626	0.067	23663881.02	18172548.61	ok	ok

Se observa en la tabla que presenta Irregularidad de piso blando en la dirección en "Y", en los pisos 3, 4, 6 y 7, por lo tanto, se castiga a la estructura con un coeficiente de 0.75, de acuerdo, a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XIX

Verificación de Irregularidad extrema de piso blando en la dirección "X".

Pisos	Caso	Cortante X	Derivas X	Rigidez X	Rigidez x/piso	Irregularidad por piso	
		tonf	cm	tonf/cm			
Techo 9	sdx	86.7852	1.643	52819.165	52819.17		
Techo 8	sdx	308.4372	1.801	171282.135	118462.97	ok	
Techo 7	sdx	555.9482	1.914	290404.018	119121.88	se castiga con 0.50	
Techo 6	sdx	750.432	1.878	399647.817	109243.80	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 5	sdx	938.803	1.524	616141.381	216493.56	ok	ok
Techo 4	sdx	1096.8272	1.435	764470.68	148329.30	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 3	sdx	1213.1426	1.273	953082.011	188611.33	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 2	sdx	1290.4012	1.005	1284526.582	331444.57	ok	ok
Techo 1	sdx	1333.2812	0.568	2346512.062	1061985.48	ok	ok
Sotano	sdx	1345.7754	0.126	10693719.63	8347207.56	ok	ok

Se muestra en la tabla que presenta Irregularidad extrema de piso blando en la dirección en "X", en los pisos 3, 4, 6 y 7, por lo tanto, se castiga a la estructura con un coeficiente de 0.50, de acuerdo, a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XX

Verificación de Irregularidad extrema de piso blando en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Cortante Y	Derivas Y	Rigidez Y	Rigidez y/piso	Irregularidad por piso	
		tonf	cm	tonf/cm			
Techo 9	sdv	108.7213	2.003	54266.711	54266.71		
Techo 8	sdv	364.9447	0.89	410139.399	355872.69	ok	
Techo 7	sdv	661.0202	0.914	723045.255	312905.86	se castiga con 0.50	
Techo 6	sdv	890.5428	0.904	985362.314	262317.06	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 5	sdv	1109.8714	0.794	1398465.605	413103.29	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 4	sdv	1290.8826	0.733	1761717.454	363251.85	se castiga con 0.50	se castiga con 0.50
Techo 3	sdv	1425.6001	0.631	2258347.573	496630.12	se castiga con 0.50	ok
Techo 2	sdv	1516.0825	0.477	3179536.455	921188.88	ok	ok
Techo 1	sdv	1562.7259	0.285	5491332.414	2311795.96	ok	ok
Sotano	sdv	1574.6626	0.067	23663881.02	18172548.61	ok	ok

En la tabla se muestra que presenta Irregularidad extrema de piso blando en la dirección en "Y", en los pisos 3, 4, 6 y 7, por lo tanto, se castiga a la estructura con un coeficiente de 0.50, de acuerdo, a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XXI

Verificación de Irregularidad de Resistencia – Piso Débil en la dirección "X".

Pisos	Caso	Ubicación	P	VX	VY	V	
			tonf	tonf	tonf	(cortantes)	
Techo 9	sdv	Base	0	8.8615	2.6925	8.86	ok
Techo 8	sdv	Base	0	31.0476	3.9325	31.05	ok
Techo 7	sdv	Base	0	56.3442	5.5098	56.34	ok

Techo 6	sdx	Base	0	76.2316	6.3655	76.23	ok
Techo 5	sdx	Base	5.27e-07	95.3039	7.7419	95.30	ok
Techo 4	sdx	Base	7.28e-07	111.4821	9.7368	111.48	ok
Techo 3	sdx	Base	1.12e-06	123.4303	11.8899	123.43	ok
Techo 2	sdx	Base	1.28e-06	131.3943	13.9155	131.39	ok
Techo 1	sdx	Base	1.23e-06	135.8696	15.2763	135.87	ok
Sotano	sdx	Base	1.24e-06	137.2447	15.7266	137.24	

La tabla muestra que no presenta Irregularidades de Resistencia – Piso Débil en la dirección en “X”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla XXII

Verificación de Irregularidad de Resistencia – Piso Débil en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Ubicación	P	VX	VY	V	
			tonf	tonf	tonf	(cortantes)	
Techo 9	sdv	Base	0	2.782	11.1032	11.10	ok
Techo 8	sdv	Base	1.23e-06	6.2388	36.6715	36.67	ok
Techo 7	sdv	Base	1.42e-06	7.8419	66.8561	66.86	ok
Techo 6	sdv	Base	2.51e-06	7.049	90.2899	90.29	ok
Techo 5	sdv	Base	6.02e-07	5.0918	112.4981	112.50	ok
Techo 4	sdv	Base	9.51e-07	7.7458	131.0038	131.00	ok
Techo 3	sdv	Base	6.35e-07	11.6794	144.7872	144.79	ok
Techo 2	sdv	Base	6.08e-07	15.9503	154.0786	154.08	ok
Techo 1	sdv	Base	9.71e-07	19.5598	158.9122	158.91	ok
Sotano	sdv	Base	1.05e-06	20.9686	160.1708	160.17	

La tabla muestra que no presenta Irregularidades de Resistencia – Piso Débil en la dirección en “Y”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla XXIII

Verificación de Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil en la dirección "X".

Pisos	Caso	Ubicación	P	VX	VY	V	
			tonf	tonf	tonf	(cortantes)	
Techo 9	sdx	Base	0	8.8615	2.6925	8.86	ok
Techo 8	sdx	Base	0	31.0476	3.9325	31.05	ok
Techo 7	sdx	Base	0	56.3442	5.5098	56.34	ok
Techo 6	sdx	Base	0	76.2316	6.3655	76.23	ok
Techo 5	sdx	Base	5.27e-07	95.3039	7.7419	95.30	ok
Techo 4	sdx	Base	7.28e-07	111.4821	9.7368	111.48	ok
Techo 3	sdx	Base	1.12e-06	123.4303	11.8899	123.43	ok
Techo 2	sdx	Base	1.28e-06	131.3943	13.9155	131.39	ok
Techo 1	sdx	Base	1.23e-06	135.8696	15.2763	135.87	ok
Sotano	sdx	Base	1.24e-06	137.2447	15.7266	137.24	

Se muestra en la tabla que no presenta Irregularidades Extrema de Resistencia – Piso Débil en la dirección en "X", de acuerdo, a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XXIV

Verificación de Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Ubicación	P	VX	VY	V	
			tonf	tonf	tonf	(cortantes)	
Techo 9	sdY	Base	0	2.782	11.1032	11.10	ok
Techo 8	sdY	Base	1.23e-06	6.2388	36.6715	36.67	ok
Techo 7	sdY	Base	1.42e-06	7.8419	66.8561	66.86	ok
Techo 6	sdY	Base	2.51e-06	7.049	90.2899	90.29	ok
Techo 5	sdY	Base	6.02e-07	5.0918	112.4981	112.50	ok
Techo 4	sdY	Base	9.51e-07	7.7458	131.0038	131.00	ok
Techo 3	sdY	Base	6.35e-07	11.6794	144.7872	144.79	ok

Techo 2	sdv	Base	6.08e-07	15.9503	154.0786	154.08	ok
Techo 1	sdv	Base	9.71e-07	19.5598	158.9122	158.91	ok
Sotano	sdv	Base	1.05e-06	20.9686	160.1708	160.17	

Se muestra en la tabla que no presenta Irregularidades Extrema de Resistencia – Piso

Débil en la dirección en “Y”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla 25

Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

Pisos	Caso	Ubicación	P	Peso por nivel	
			tonf	ton	
Techo 9	Peso de la estructura	Base	54.5293	54.53	
Techo 8	Peso de la estructura	Base	278.4609	223.93	
Techo 7	Peso de la estructura	Base	538.5472	260.09	No hay Irregularidad
Techo 6	Peso de la estructura	Base	798.6335	260.09	No hay Irregularidad
Techo 5	Peso de la estructura	Base	1147.1468	348.51	No hay Irregularidad
Techo 4	Peso de la estructura	Base	1495.6602	348.51	No hay Irregularidad
Techo 3	Peso de la estructura	Base	1844.1736	348.51	No hay Irregularidad
Techo 2	Peso de la estructura	Base	2192.687	348.51	No hay Irregularidad
Techo 1	Peso de la estructura	Base	2541.2004	348.51	No hay Irregularidad
Sotano	Peso de la estructura	Base	2994.0763	452.88	No hay Irregularidad

Se muestra en la tabla que no presenta Irregularidad de Masa o Peso, por lo tanto, de

acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

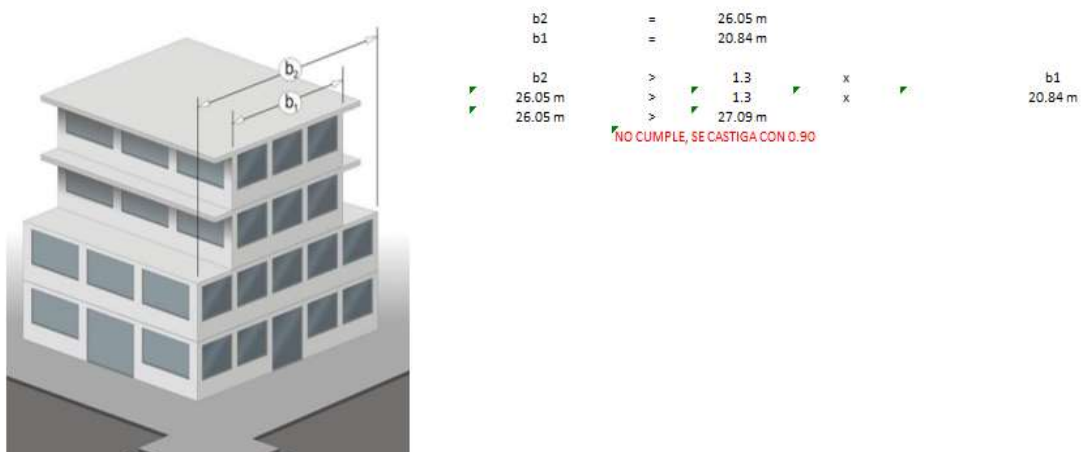


Fig.15. Verificación de Irregularidad de Geometría Vertical

La figura 15 presenta Irregularidad de Geometría Vertical, por lo tanto, se castiga a la estructura con un coeficiente de 0.90, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla XXVI

Verificación de Irregularidad Torsional en planta en la dirección "X".

Pisos	Caso	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
Techo 9	sdx	Diaph D9 X	0.000512	0.000503	1.017	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 8	sdx	Diaph D8 X	0.000589	0.000551	1.07	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 7	sdx	Diaph D7 X	0.000641	0.000587	1.092	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 6	sdx	Diaph D6 X	0.000614	0.000574	1.07	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 5	sdx	Diaph D5 X	0.000531	0.000481	1.103	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 4	sdx	Diaph D4 X	0.000498	0.000444	1.121	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 3	sdx	Diaph D3 X	0.00045	0.000403	1.117	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 2	sdx	Diaph D2 X	0.00037	0.000331	1.117	no hay torsion en x-x, cumple
Techo 1	sdx	Diaph D1 X	0.000245	0.000219	1.117	no hay torsion en x-x, cumple
Sotano	sdx	Diaph SOTANO X	5.30E-05	4.90E-05	1.092	no hay torsion en x-x, cumple

En la tabla se observa que no presenta Irregularidades Torsional en la dirección en “X”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla XXVII

Verificación de Irregularidad Torsional en planta en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
Techo 9	sdY	Diaph D9 Y	0.000642	0.000617	1.04	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 8	sdY	Diaph D8 Y	0.000368	0.00027	1.361	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 7	sdY	Diaph D7 Y	0.000373	0.000277	1.347	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 6	sdY	Diaph D6 Y	0.000363	0.000274	1.325	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 5	sdY	Diaph D5 Y	0.000302	0.000244	1.239	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 4	sdY	Diaph D4 Y	0.000281	0.000227	1.235	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 3	sdY	Diaph D3 Y	0.000247	0.000199	1.24	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 2	sdY	Diaph D2 Y	0.000197	0.000159	1.243	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Techo 1	sdY	Diaph D1 Y	0.000129	0.000101	1.274	hay torsión y-y, se castiga con 0.75
Sotano	sdY	Diaph SOTANO Y	2.20E-05	2.00E-05	1.064	no hay torsión en y-y, cumple

No presenta Irregularidades Torsional en la dirección en "X", de acuerdo, a la norma

E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla XXVIII

Verificación de Irregularidad Torsional Extrema en planta en la dirección "X".

Pisos	Caso	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
Techo 9	sdX	Diaph D9 X	0.000256	0.000252	1.017	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 9	sdX	Diaph D9 Y	7.60E-05	7.60E-05	1.008	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 8	sdX	Diaph D8 X	0.000295	0.000275	1.07	no hay torsión en x-x, cumple

Techo 7	sdx	Diaph D7 X	0.00032	0.000293	1.092	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 6	sdx	Diaph D6 X	0.000307	0.000287	1.07	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 5	sdx	Diaph D5 X	0.000265	0.000241	1.103	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 4	sdx	Diaph D4 X	0.000249	0.000222	1.121	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 3	sdx	Diaph D3 X	0.000225	0.000201	1.117	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 2	sdx	Diaph D2 X	0.000185	0.000166	1.117	no hay torsión en x-x, cumple
Techo 1	sdx	Diaph D1 X	0.000122	0.00011	1.117	no hay torsión en x-x, cumple
Sotano	sdx	Diaph SOTANO X	2.70E-05	2.40E-05	1.092	no hay torsión en x-x, cumple

En la tabla se muestra que no presenta Irregularidades Torsional Extrema en la dirección en “X”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Tabla XXIX

Verificación de Irregularidad Torsional Extrema en planta en la dirección "Y".

Pisos	Caso	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
Techo 9	sdY	Diaph D9 Y	0.000642	0.000617	1.04	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 8	sdY	Diaph D8 Y	0.000368	0.00027	1.361	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 7	sdY	Diaph D7 Y	0.000373	0.000277	1.347	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 6	sdY	Diaph D6 Y	0.000363	0.000274	1.325	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 5	sdY	Diaph D5 Y	0.000302	0.000244	1.239	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 4	sdY	Diaph D4 Y	0.000281	0.000227	1.235	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 3	sdY	Diaph D3 Y	0.000247	0.000199	1.24	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 2	sdY	Diaph D2 Y	0.000197	0.000159	1.243	no hay torsión en y-y, cumple
Techo 1	sdY	Diaph D1 Y	0.000129	0.000101	1.274	no hay torsión en y-y, cumple
Sotano	sdY	Diaph SOTANO Y	2.20E-05	2.00E-05	1.064	no hay torsión en y-y, cumple

Se observa en la tabla que no presenta Irregularidades Torsional Extrema en la dirección en “Y”, de acuerdo, a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

A continuación, se realizó el Análisis estático no lineal (Pushover), mediante el cual se obtuvo la curva de capacidades en la dirección X e Y.

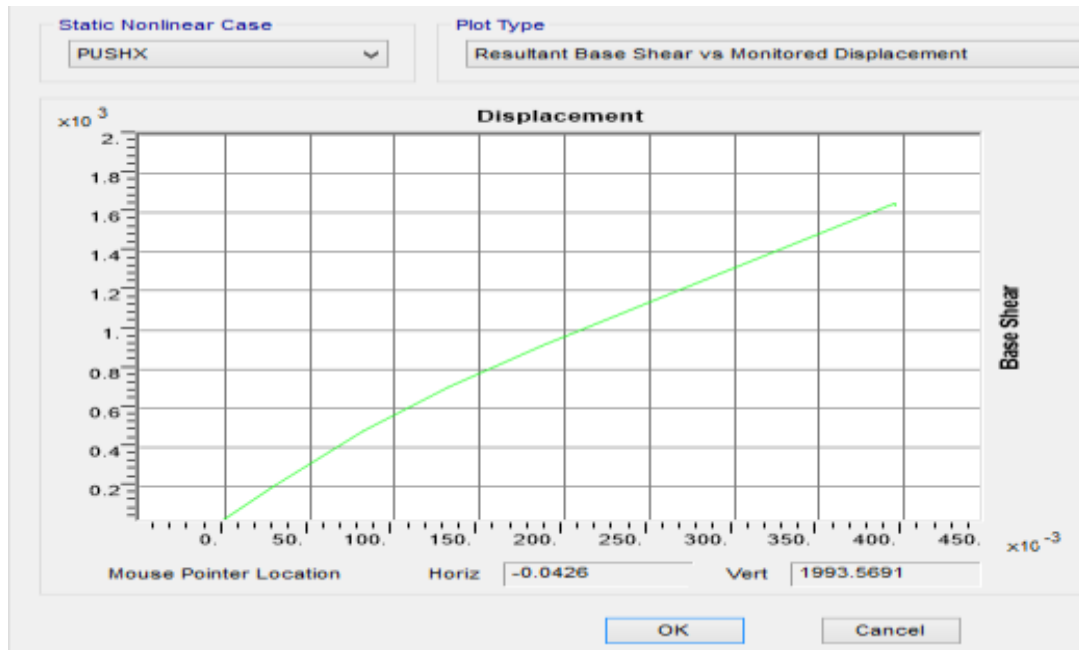


Fig.16. curva de capacidades de la edificación en la dirección X

En la fig. 16. Se muestra la curva de capacidades de la edificación ocasionado por la carga PUSHX la cual actúa en la dirección X de la estructura.

Luego se determinó los niveles de desempeño sísmico de la edificación tanto dirección “X” como en la dirección “Y” para las diferentes amenazas sísmicas como se muestra a continuación:

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440
LINELIZACIÓN EQUIVALENTE ante un sismo frecuente (20%g).

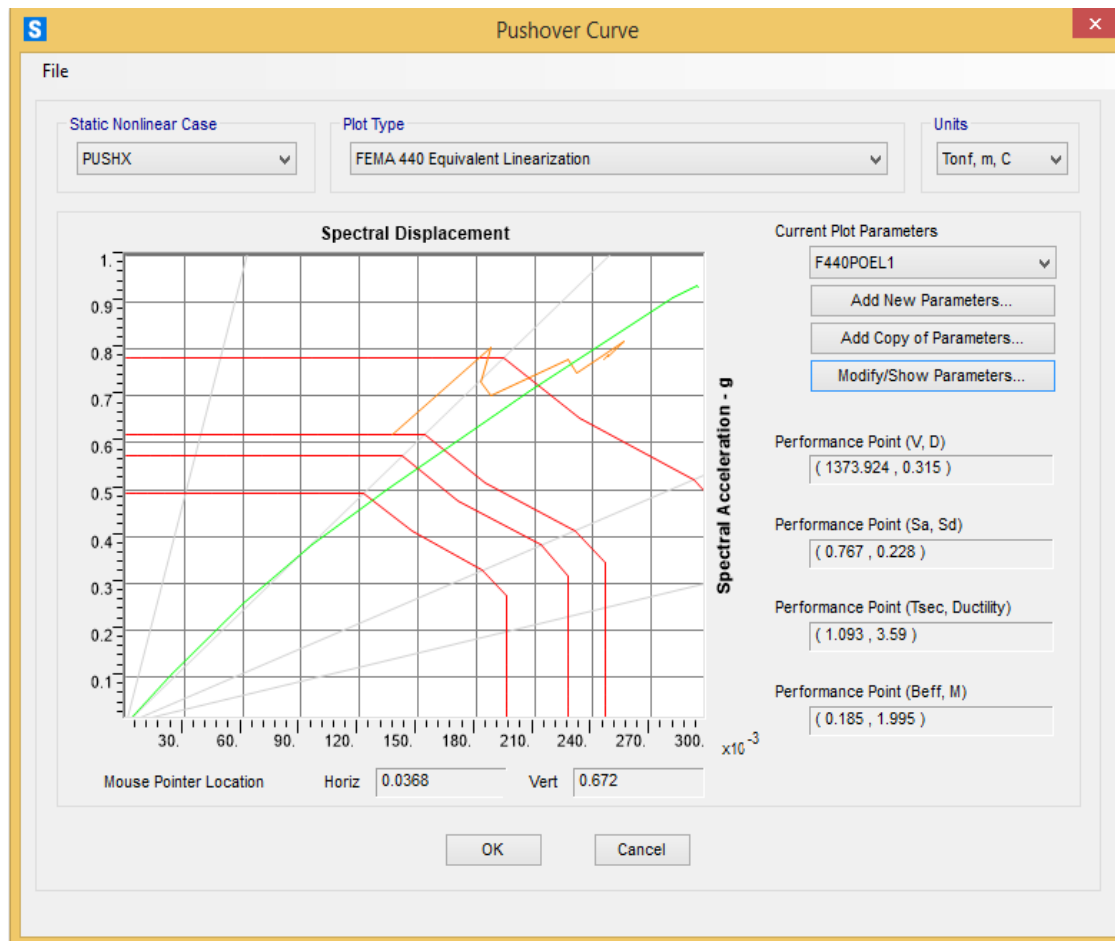


Fig. 17. Desempeño de la edificación para la dirección en "X" para 20% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 17 Se muestra la gráfica del sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 43 años con un valor en el coeficiente de importancia de 0.5 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 3.59.

Desempeño en la edificación para la dirección en “X” de acuerdo a la norma FEMA 440
LINELIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos ocasionales (25%g).

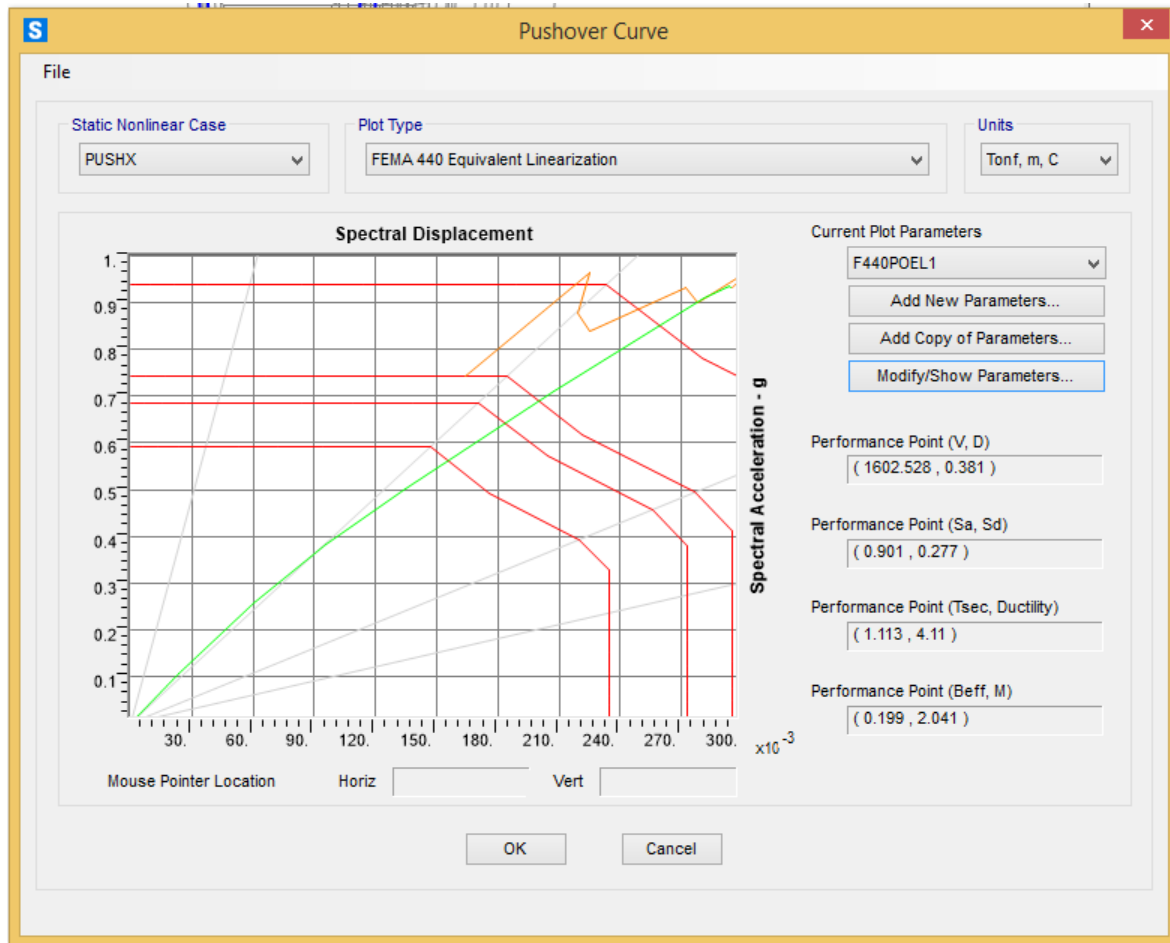


Fig.18. Desempeño de la edificación para la dirección en “X” para 25% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 18 se muestra la gráfica del sismo ocasional equivalente a sismos con periodos de retornos de 72 años con un valor en el coeficiente de importancia de 0.6 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 4.11.

Desempeños en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440
LINELIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos raros (40%g).

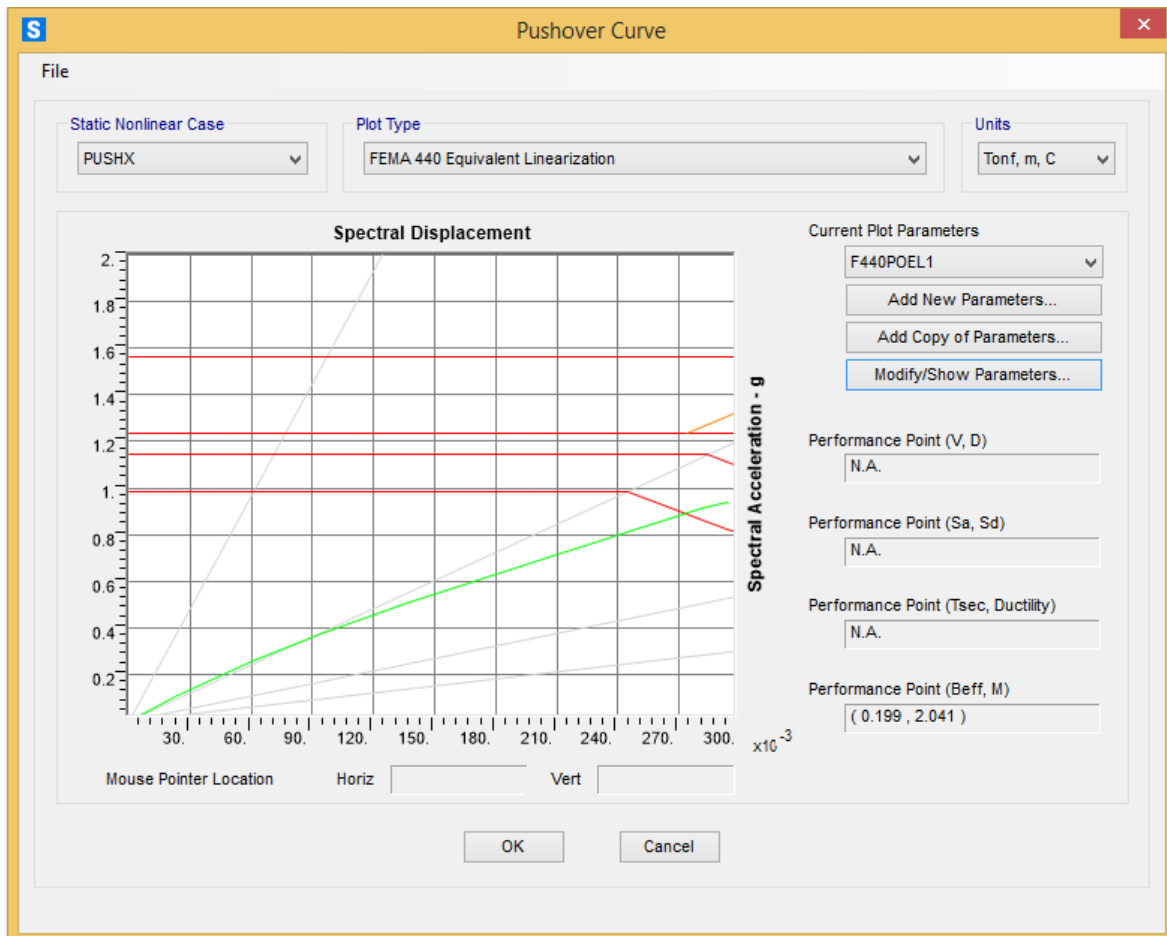


Fig.19. Desempeños en la edificación para la dirección en "X" para 40% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 19 se muestra la gráfica del sismo raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 475 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.0.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 LINELIZACIÓN EQUIVALENTE ante un sismo más raros (45%g).

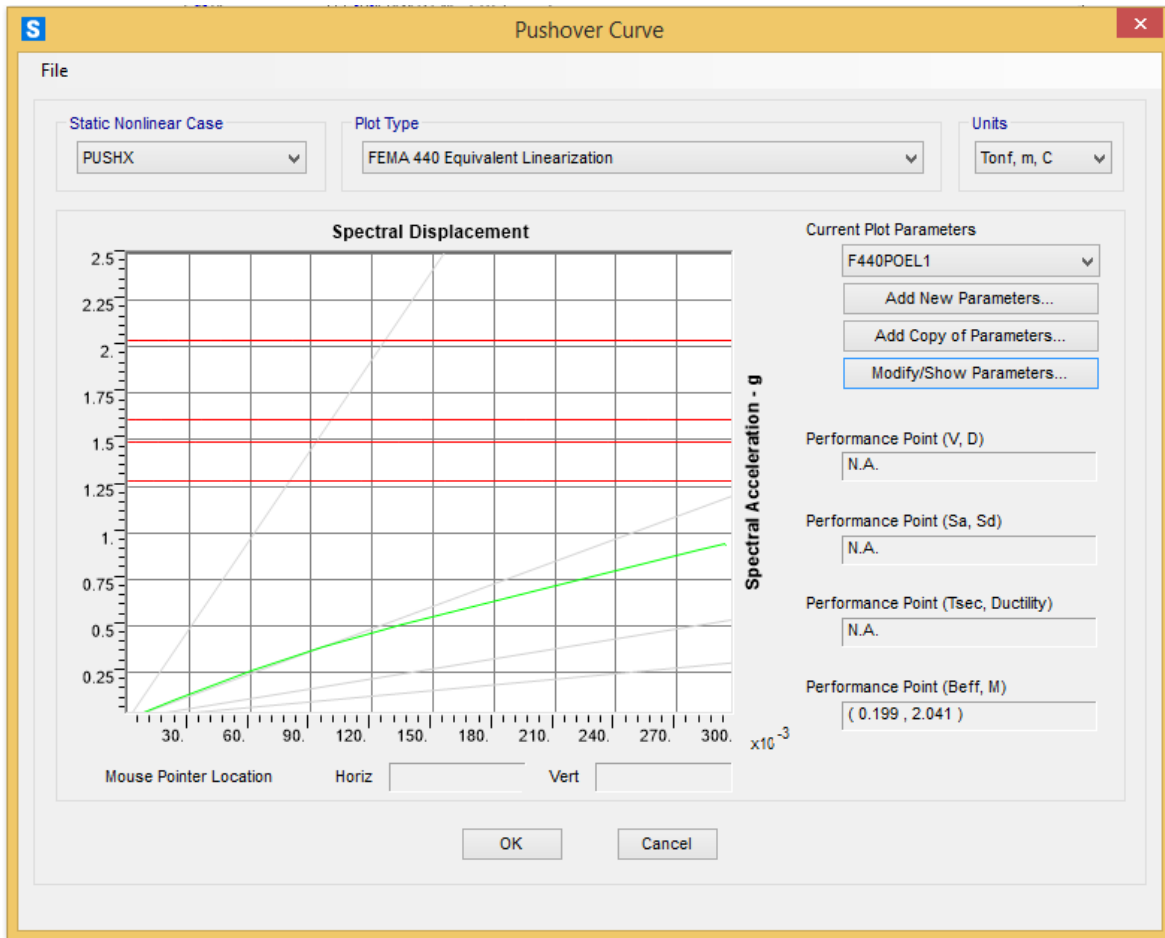


Fig. 20. Desempeño de la edificación para la dirección en "X" para 45% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 20 se muestra la gráfica del sismo más raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 1500 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.3.

Desempeños en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440
LINELIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos muy raros (50%g).

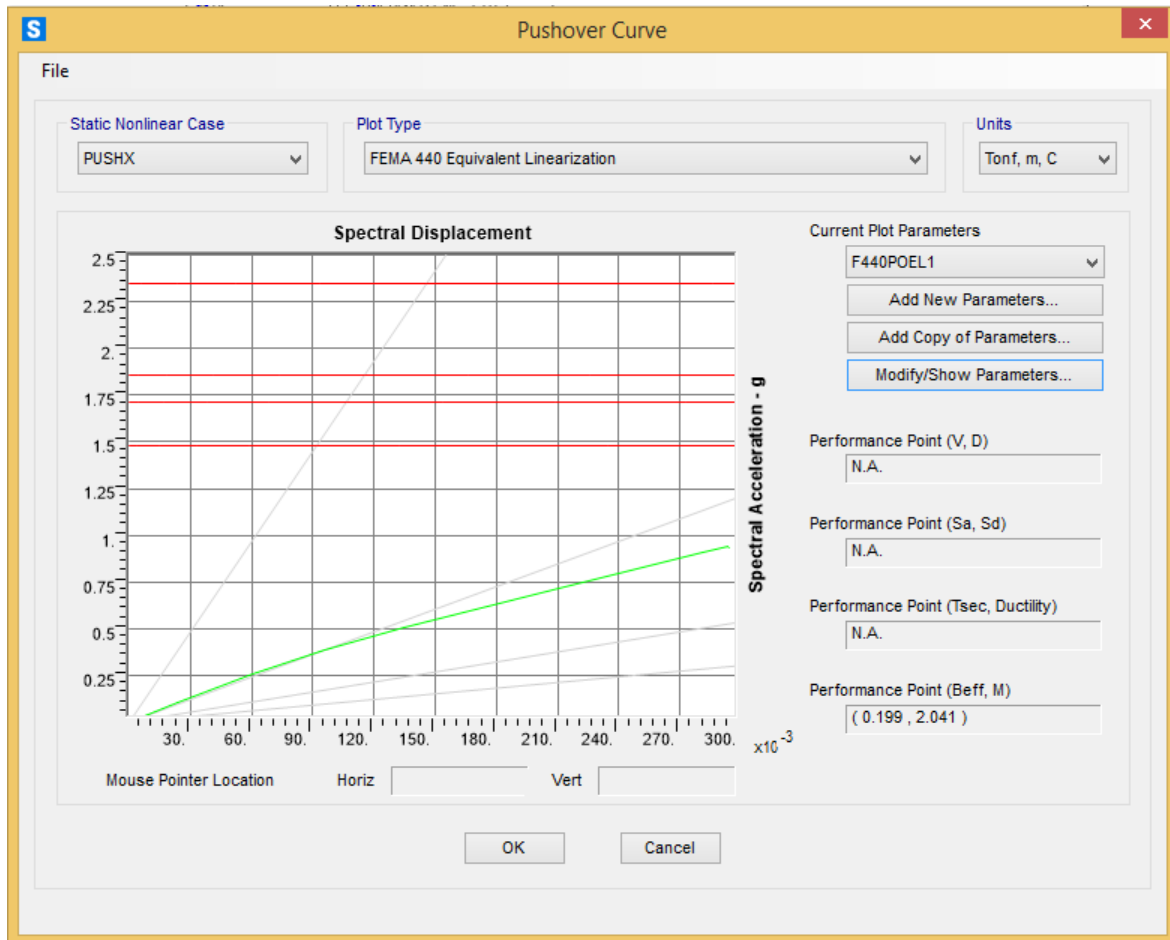


Fig. 21. Desempeño de la edificación para la dirección en X para 50% de las aceleraciones de la gravedad

Se muestra en la figura 21 la gráfica del sismo muy raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 2500 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.5.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 20% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos frecuentes.

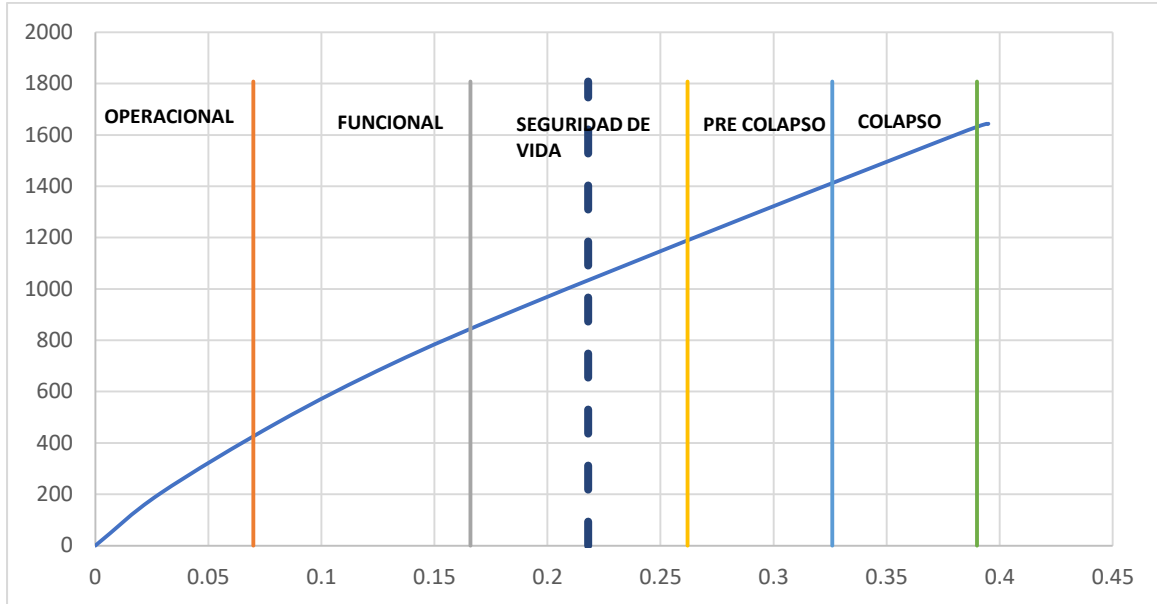


Fig. 22. Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo frecuente

Se muestra en la figura 22 la gráfica con un sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 43 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de seguridad de vida.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 25% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos ocasionales.

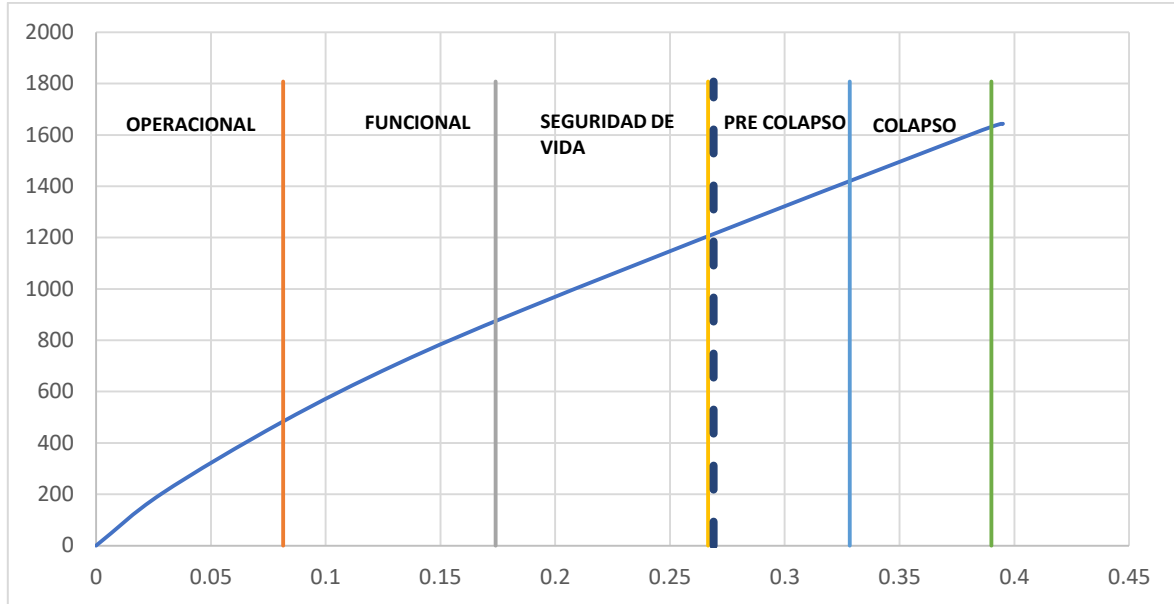


Fig. 23. Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo ocasional

Se muestra en la figura 23 en la gráfica con un sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 72 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de pre colapso.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 40% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos raros.

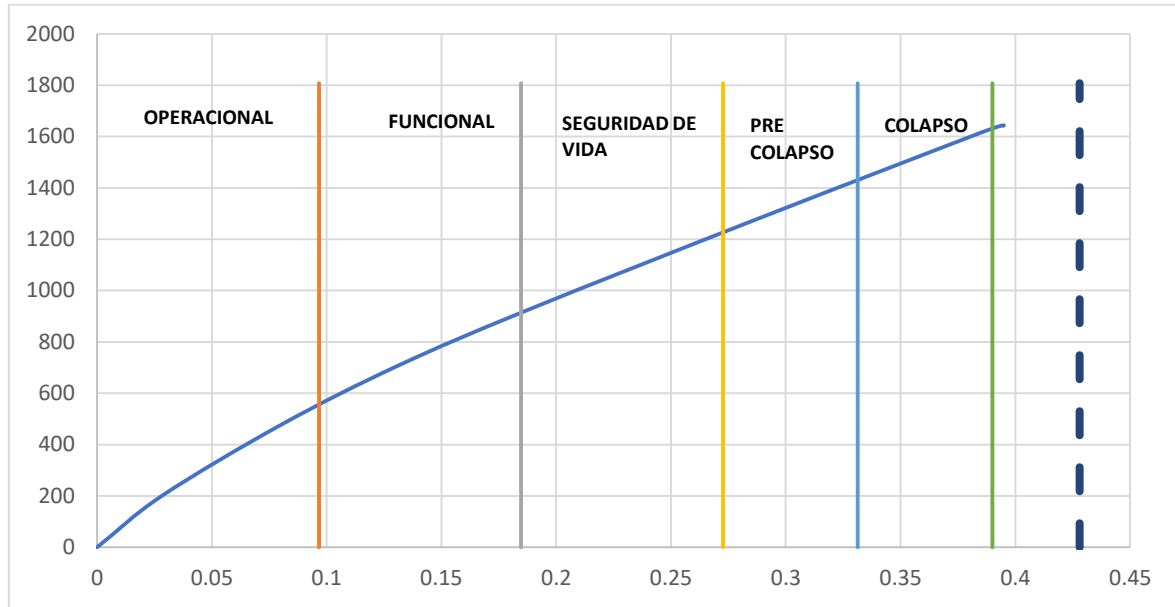


Fig. 24. Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo raro

En la figura 24 se muestra la gráfica con un sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 475 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de colapso.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 45% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos más raros

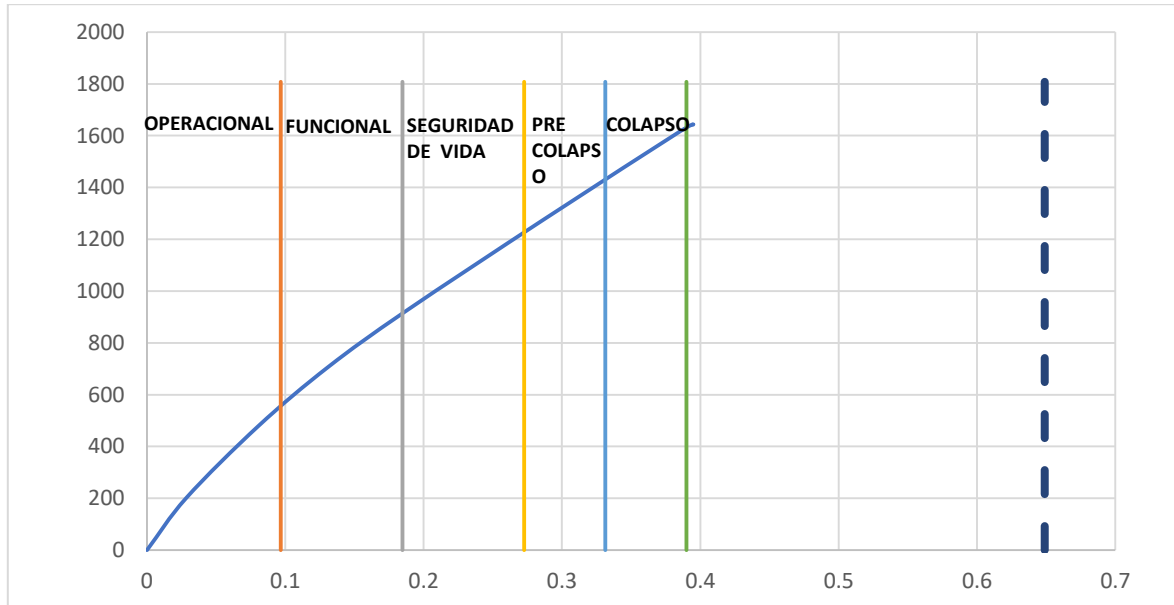


Fig. 25. Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo más raro

Se muestra en figura 25 la gráfica con un sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 1500 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de colapso.

Desempeño en la edificación para la dirección en "X" de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 50% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos muy raros.

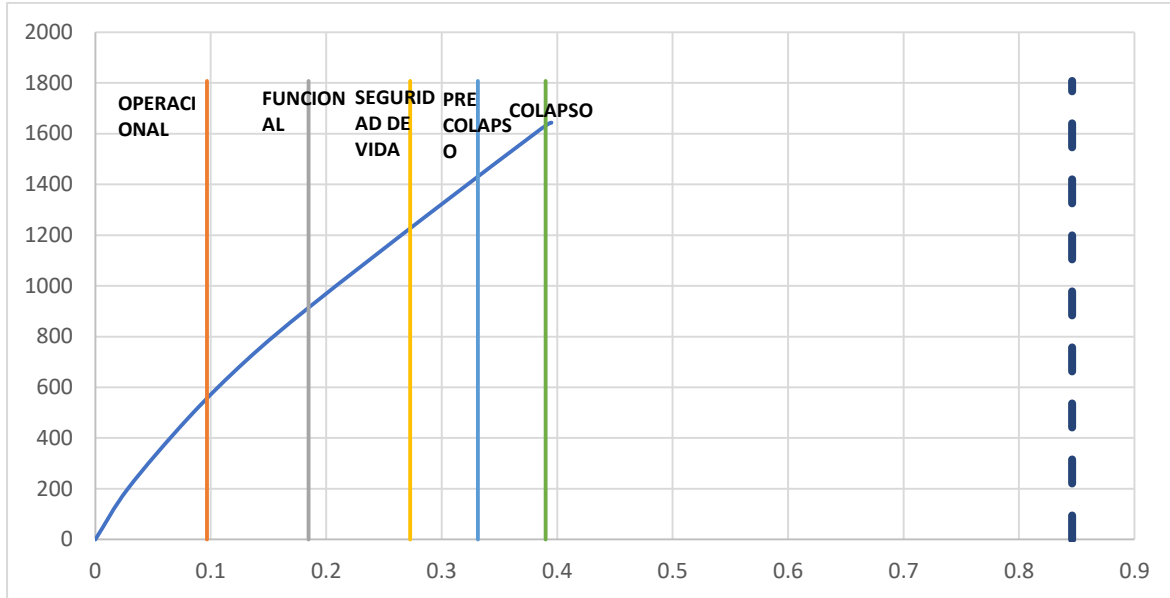


Fig. 26. Niveles de desempeño según FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo muy raro

En la figura 26 se muestra la gráfica con un sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 2500 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de colapso.

Posteriormente se estimó el grado de función de la edificación tanto en la dirección X como en la dirección Y tal como se describe a continuación:

Tabla 30

Niveles de desempeños de la edificación para la dirección X

Niveles de sismos	Niveles de desempeño sísmico			
	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso de la estructura
Frecuentes 20% g		■		
Ocasionales 25% g			■	
Raros 40%g				■
Más raros 45% g				■
Muy raros 50% g				■

En la tabla 30 se muestra la gráfica de los niveles de desempeño sísmico de la edificación teniendo un desempeño sísmico deficiente no cumpliendo con la ASCE 41-13 para los requisitos de una estructura esencia

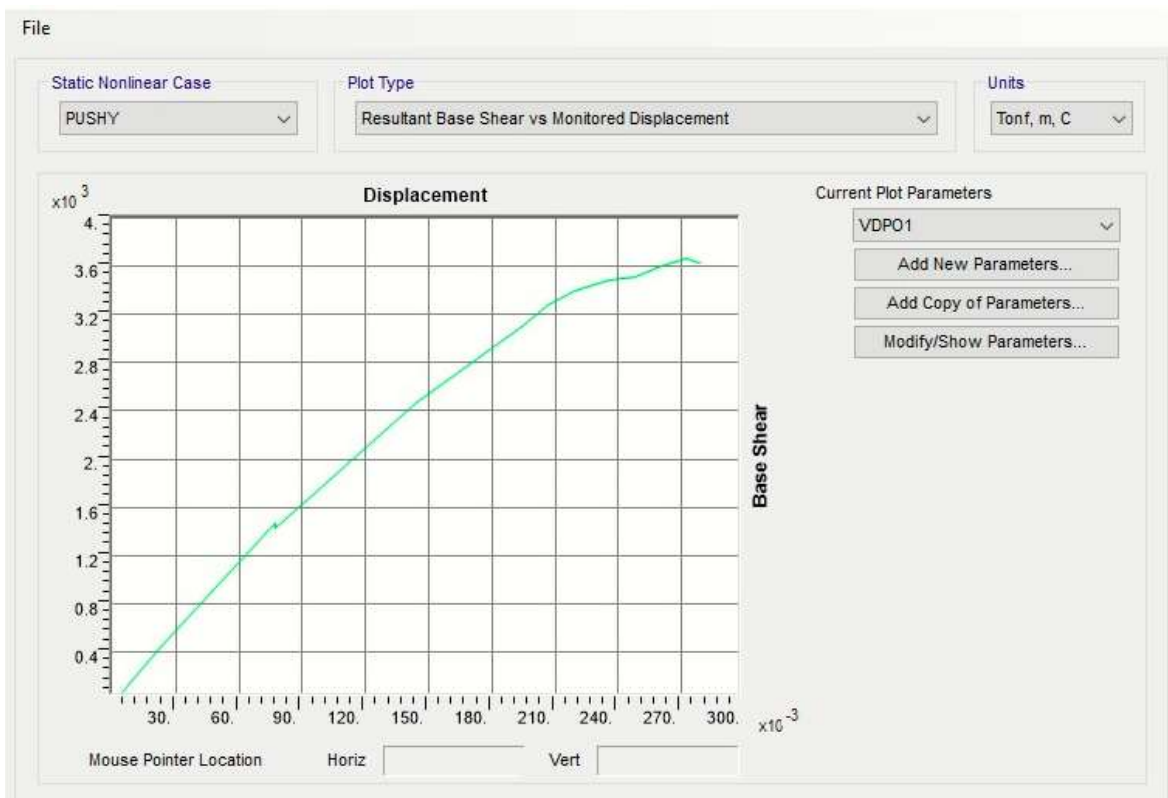


Fig.27. Curva de capacidad en la edificación para la dirección en “Y”

En la figura 27 se muestra la curva de capacidad de la estructura ocasionado por la carga PUSHY la cual actúa en la dirección Y de la estructura.

Desempeño en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE ante un sismo frecuente (20%g).

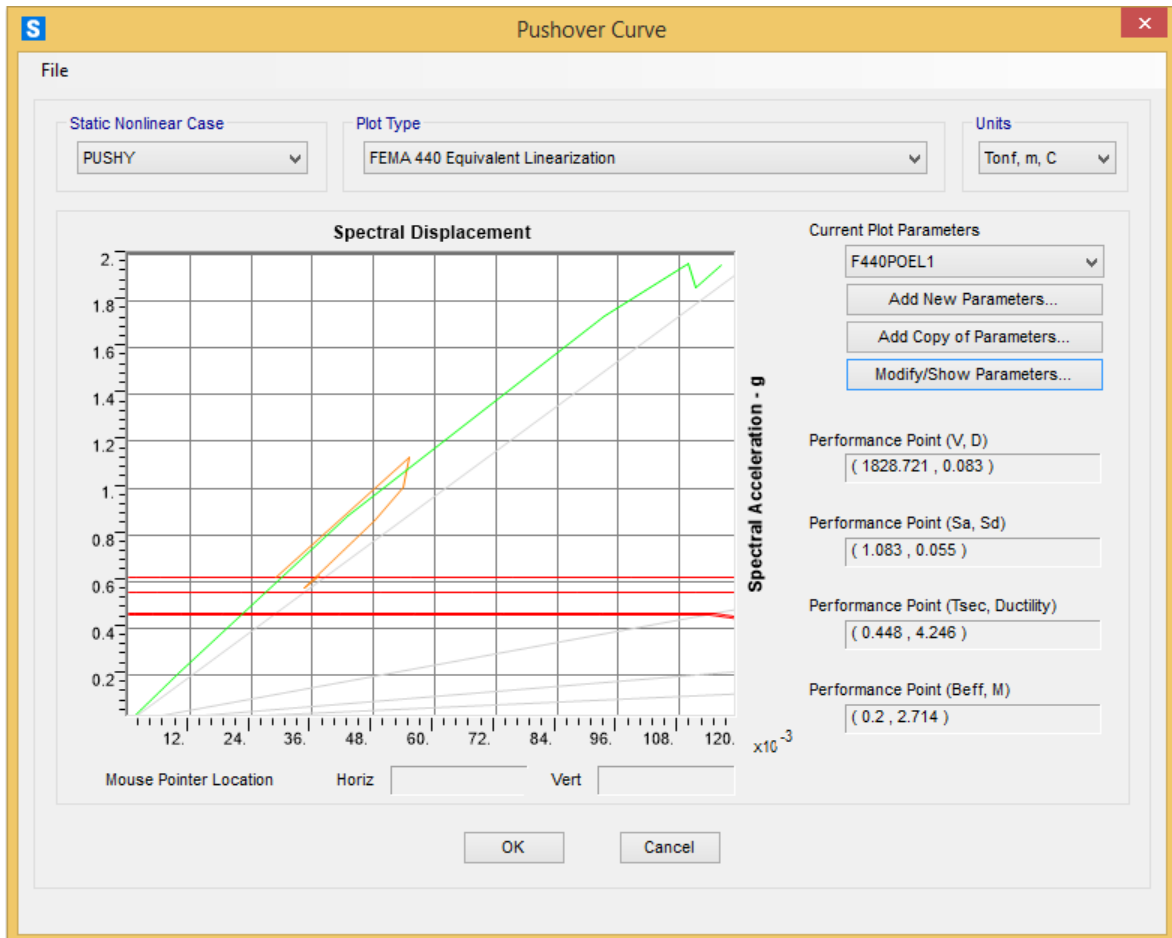


Fig. 28. Desempeño en la edificación en Y para 20% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 28 se muestra la gráfica del sismo frecuente equivalente a sismos con periodos de retornos de 43 años con un valor en el coeficiente de importancia de 0.5 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 4.24.

Desempeño en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos ocasionales (25%g).

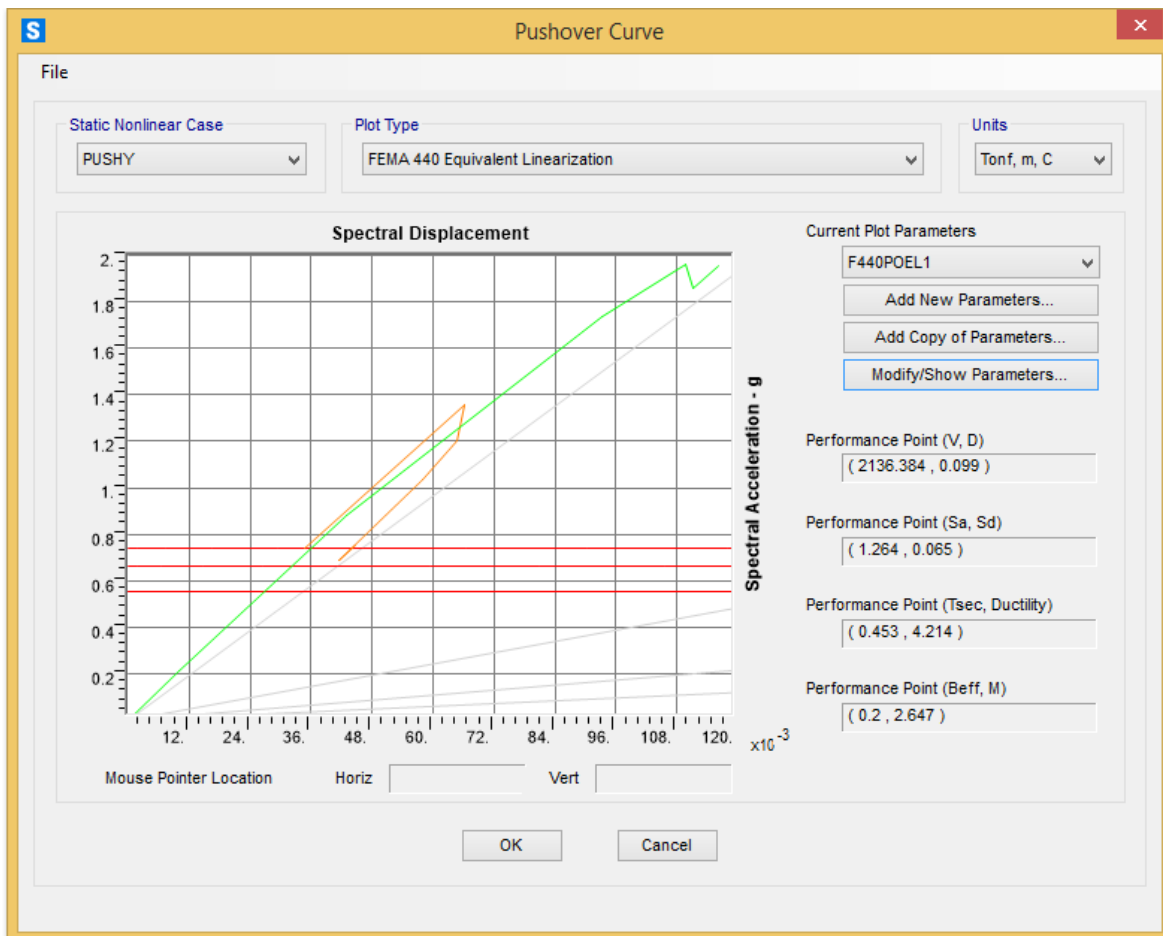


Fig. 29 .Desempeño en la edificación en Y para 25% de las aceleraciones de la gravedad

Se muestra en la figura 29 la gráfica del sismo ocasional equivalente a sismos con periodos de retornos de 72 años con un valor en el coeficiente de importancia de 0.6 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 4.21.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE *ante sismos raros (40%g)*.

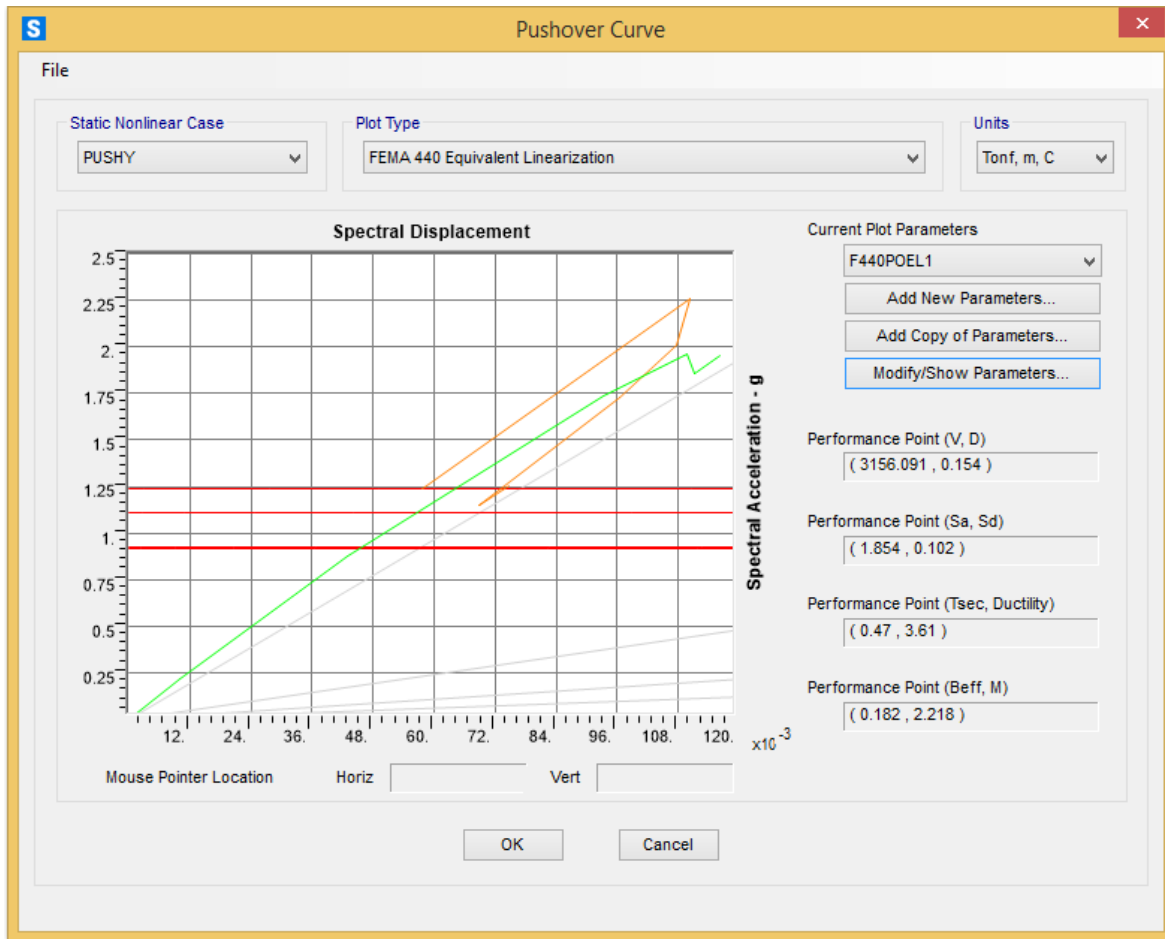


Fig. 30. Desempeño en la edificación en Y para 40% de las aceleraciones de la gravedad

Se muestra en la figura 30 la gráfica del sismo raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 475 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.0 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 3.61.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos más raros (45%g).

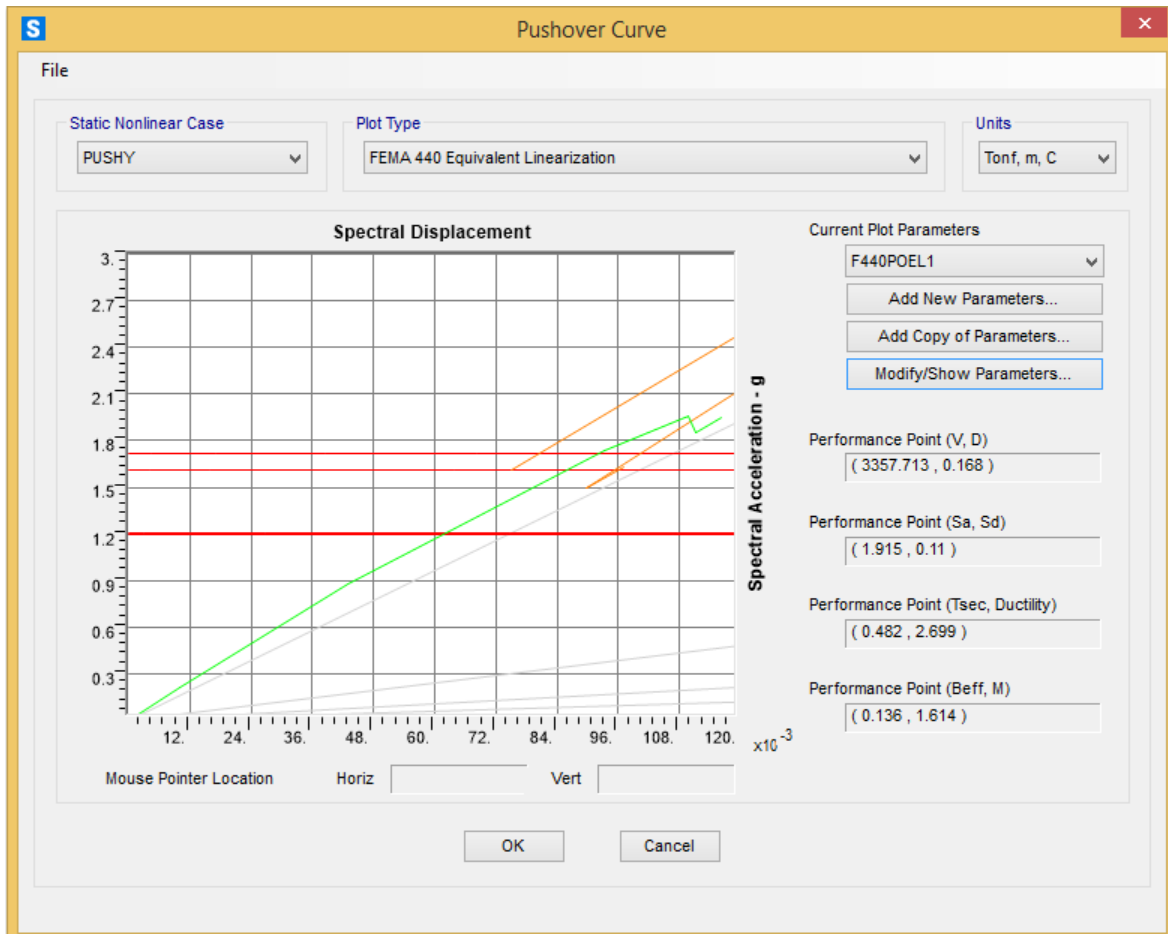


Fig. 31. Desempeño en la edificación en Y para 45% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 31 se muestra la gráfica del sismo más raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 1500 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.3 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 2.69.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE ante sismos muy raros (50%g).

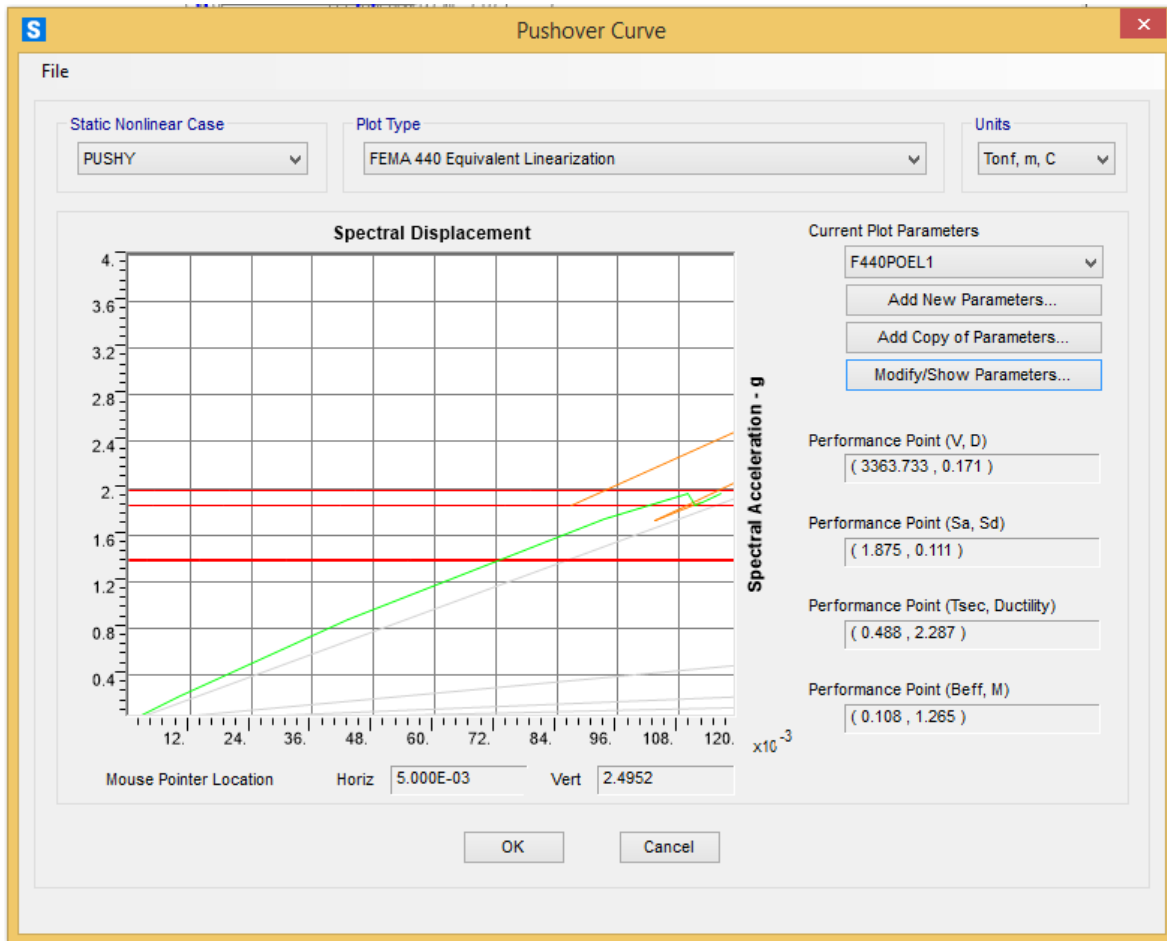


Fig.32. Desempeño en la edificación en Y para 50% de las aceleraciones de la gravedad

En la figura 32 se muestra la gráfica del sismo muy raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 2500 años con un valor en el coeficiente de importancia de 1.5 dando como resultado la ductilidad de demanda de la estructura de 2.29.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 20% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos frecuentes.

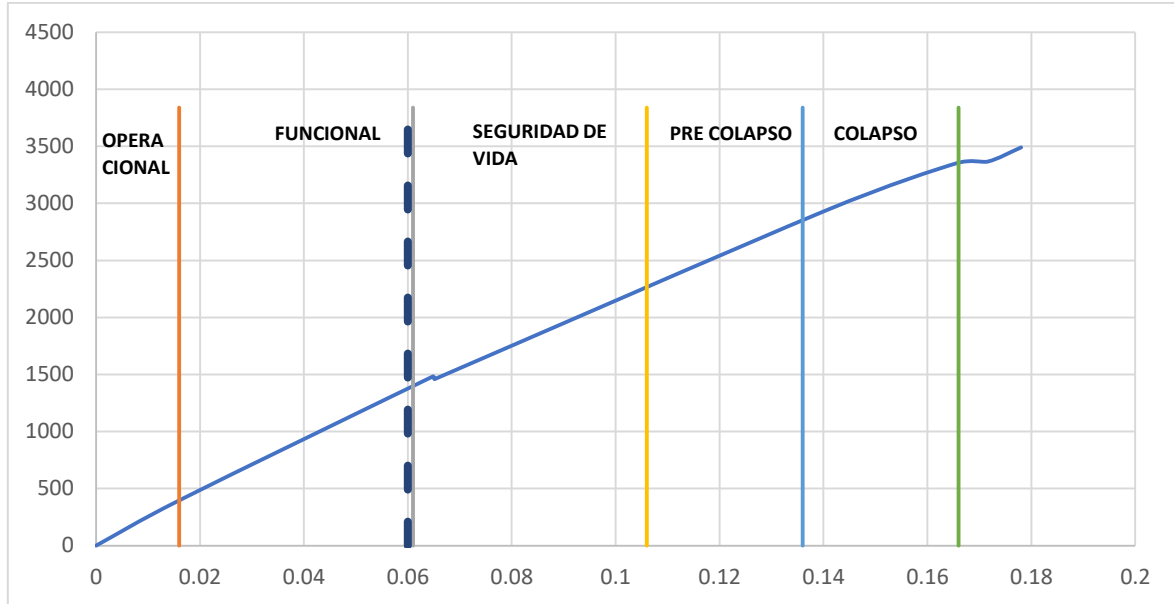


Fig. 33. Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo frecuente

En la figura 33 se muestra la gráfica con un sismo frecuente equivalente a un sismo con periodo de retorno de 43 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de funcional.

Desempeño en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 25% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos ocasionales.

Figura 34

Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo ocasional

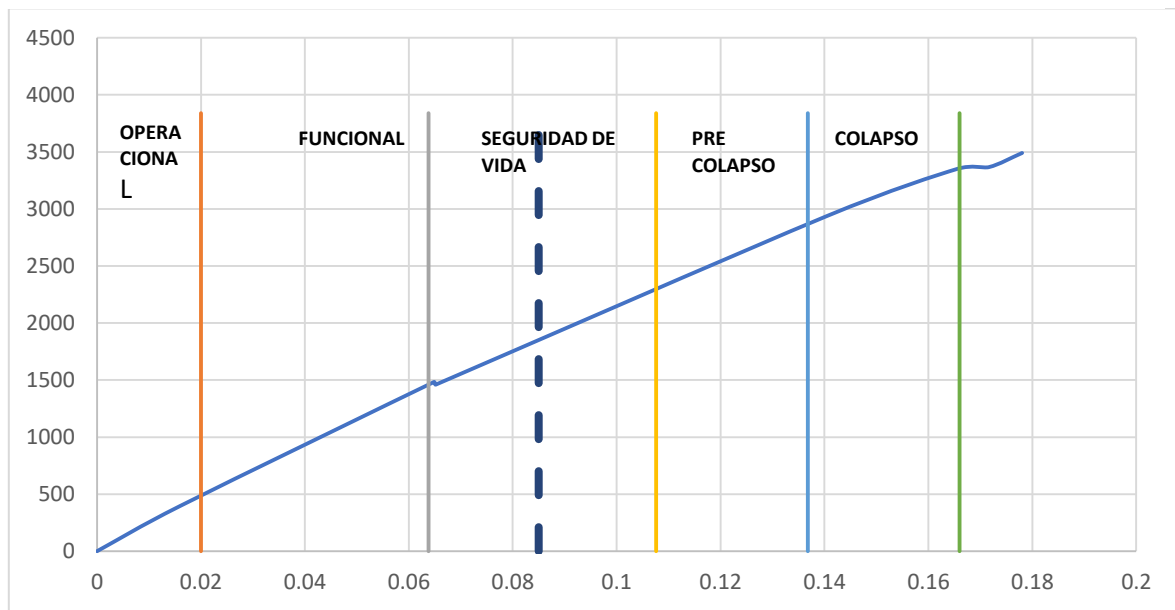


Fig.34. Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo ocasional

Se muestra en la figura 34 la gráfica con un sismo ocasional equivalente a sismos con periodos de retornos de 72 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de seguridad de vida.

Desempeño en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 40% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos raros.

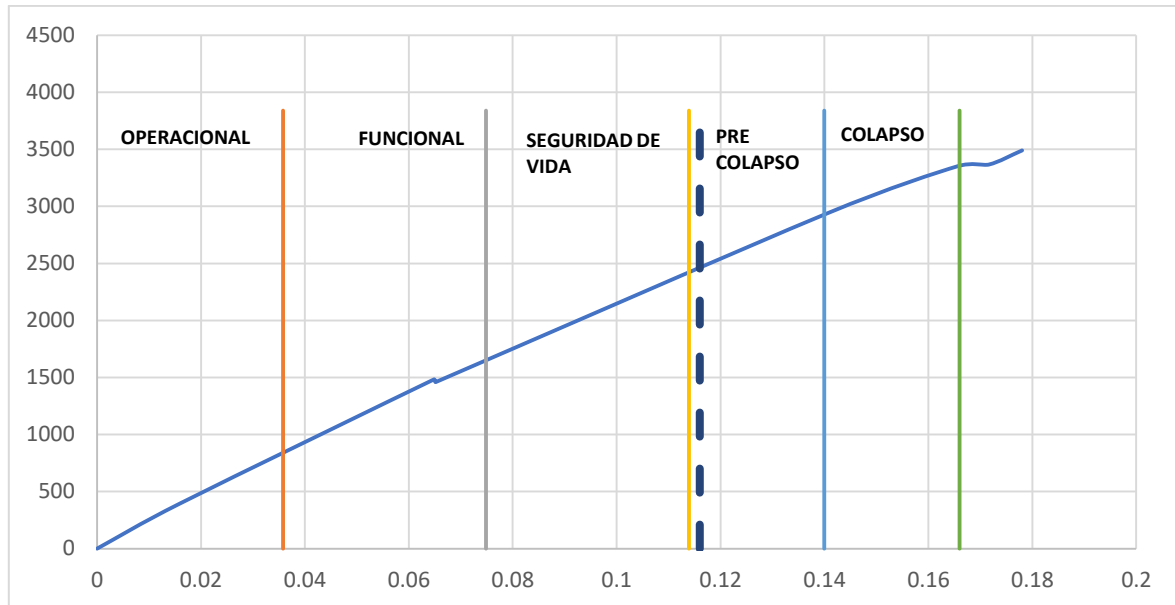


Fig.35. Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo raro

Se muestra en la figura 35 la gráfica con un sismo raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 450 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de pre colapso.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 45 % de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos más raros.

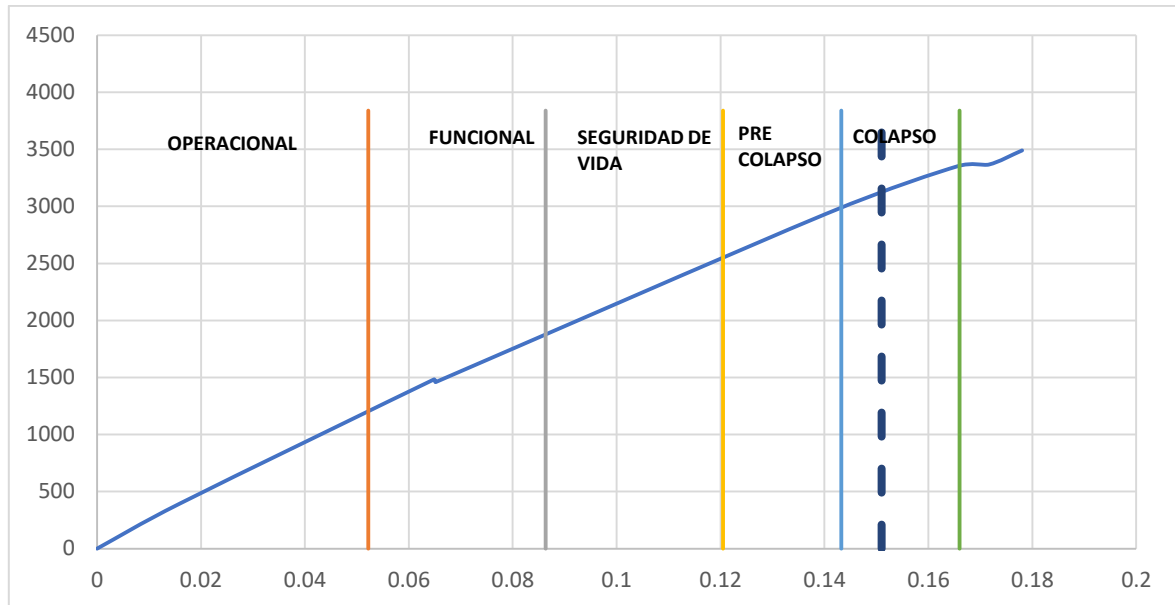


Fig.36. Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para un sismo más raro

Se muestra en figura 36 la gráfica con un sismo más raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 1500 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de colapso.

Desempeños en la edificación para la dirección en “Y” de acuerdo a la norma FEMA 440 MODIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS para un 50% de las aceleraciones de la gravedad lo clasifican como sismos muy raros.

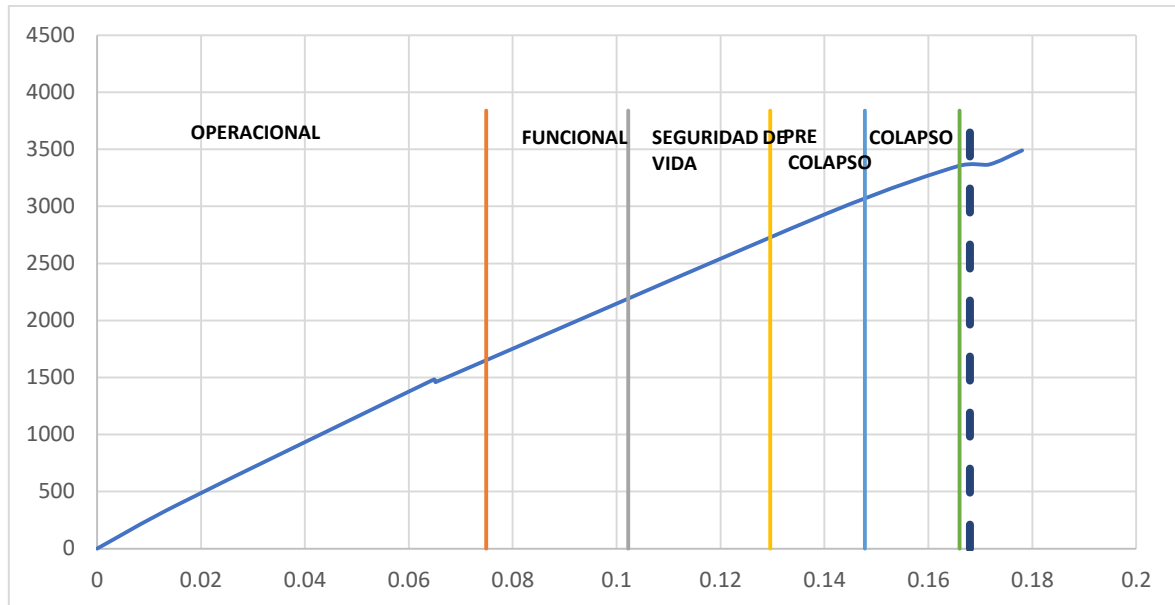


Fig.37. Niveles de desempeños según la norma FEMA 440 Modificación de los Desplazamientos para sismos muy raros

Se muestra en la figura 37 la gráfica con un sismo muy raro equivalente a sismos con periodos de retornos de 2500 años, la estructura se encuentra en el límite de aceptación de colapso.

Tabla 31

Nivel de desempeño de la estructura en la dirección Y



En la tabla se muestra la gráfica de los niveles de desempeño sísmico de la estructura teniendo un desempeño sísmico deficiente no cumpliendo con la ASCE 41-13 para los requisitos de una estructura esencial.

3.2. Discusión

Las consideraciones del análisis de fuerzas estáticas equivalentes y del análisis dinámico modal espectral, se ha comprobado que la estructura no cumple con la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, los resultados que se obtuvieron al aplicar el análisis estático fue una fuerza cortante de 889.4518 toneladas, no cumpliendo siendo la cortante dinámica menor al 80% en la dirección “X” una cortante dinámica de 569.17 y en la dirección “Y” una cortante dinámica de 439.88 . Así mismo, en la investigación, abordó los parámetros sísmicos según la NTE E.030, en el cual, se determinó los niveles de peligros sísmicos en función de los espectros de diseños, asimismo, asumió los niveles propuestos del comité VISIÓN 2000 [60], de igual modo, en la investigación, se verificó la fuerza cortante siendo de 505 ton y 1 cm de desplazamiento en su piso último, presentando un declive en su cortante y un aumento de sus desplazamientos, originando las pérdidas de las rigideces de los elementos estructurales, y el inicio de la zona plástica o también llamado rango inelástico [61], por otro lado, en la investigación, aplicaron el espectro con respecto a su demanda y capacidad, siendo una metodología accesible, permitiendo captar las respuestas estructurales, en el cual, se diseñó con una cortante base de 460 ton, y por medio, del pushover, la edificación presenta cortante base de 1406 ton aproximados con desplazamiento de 0.1562 m [62].

Se verificó las derivas de la edificación presentándose un derivas máximas de 0.004348 en su dirección en “X” en el piso 6 y derivas máxima de 0.00225 en su dirección en “Y” en el piso 6, para lo cual, se rigió bajo la norma E.030, se verificó sus irregularidades estructurales presentando irregularidad en altura para las direcciones “X” y “Y” y presento irregularidad en planta en la dirección “Y”. Mientras que, en la investigación, se verificaron sus desplazamientos en el módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, presentando un desplazamiento en la dirección en “X” de 0.0154 m y una dirección en “Y” un desplazamiento de 0,082 m, sin embargo, presenta colapso en la dirección en “Y” debido a que los muros de albañilería no presentan una capacidad buena de corte porque presenta Irregularidad Torsional en la dirección en “Y” [60], de igual modo, en la investigación, se aplicó el análisis

del “Centro de Salud Leoncio Prado”, por medio, del RNE obtuvo el desplazamiento lateral permitido, teniendo como finalidad el descarte temporal de propuestas en los reforzamientos estructurales de la edificación antes mencionada [62], en cambio a la investigación, obtuvo mediante el análisis sísmico, de acuerdo, a la norma de diseño del sismo de El Salvador, obteniendo un modo de vibración en la dirección “Y” con un desplazamiento máximo de 35.77 cm, asimismo, mediante la metodología ATC-40, presenta una reducción en sus rigideces en un 30 % a la flexión, y un 60 % en su cortante para las columnas, de igual modo, para las vigas reducciones del 50 % en flexión y del 60 % en su cortante [63].

Se obtuvo la curva de capacidad de la edificación teniendo con la finalidad la verificación de los diversos desempeños sísmicos que pueda obtener la estructura, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”. Así mismo, en la investigación, se determinaron los puntos de desempeños por cada nivel de los máximos desplazamientos laterales y fuerzas cortantes en las bases de la estructura, teniendo con la finalidad la sectorización de la curva de capacidad, y su desempeño sísmico alcanzando [60], de igual modo, en la investigación, se determinó por medio del análisis estático no lineal (pushover), los diversos escenarios que presenta la estructura, sus niveles daños geometrías de usos, aplicando la metodología de desempeños por el FEM 356, ATC40 y la norma ASCE 41-13, teniendo como fin la obtención de la curva de capacidad y verificar el cumplimiento de los objetivos de los desempeños de seguridades de vida, y límites de las demandas sísmicas propuestas de la NTDS [63], por último, en la investigación, las estructuras alcanzaron sus capacidades máximas siendo de 0.1562 m en sus desplazamientos con una cortante base de 1406 ton en aproximado [61].

Se utilizó las metodologías FEMA 440 “Linealización equivalente” para un sismo frecuente del 20%g, sismo ocasional de 25%g, sismo raro de 40%g, sismo más raro 45%g y un sismo muy raro de 50%g, asimismo, la metodología de FEMA 440 “Modificación de los desplazamientos” con los sismos antes mencionados. En cambio, en la investigación, estableció las demandas sísmicas en el análisis estático no lineal, utilizando los espectros de respuestas elásticas, de acuerdo, a la norma técnica del El Salvador aplicando la metodología

del ATC-40 para un sismo de diseño moderado y severo, teniendo el 10% de probabilidades de excedencia para 50 años con su periodo de retorno en sus 475 años, aplicado para estructuras convencionales [63], por el contrario, en la investigación, evaluó las edificación de 5 pisos de concreto armado, para sismo de diseño y sismo máximo esperado de acuerdo a la metodología del ATC – 40 del año 1996 obteniendo desempeños óptimo respecto a los puntos de control, comparando con la norma E.030 indicado que la presente norma es conservadora, los desempeños sismorresistentes en la edificación con un sistema dual, orientado hacia departamento del departamento de Lima, presenta un sismo de diseño con 10% de probabilidades de ocurrencias en 50 años y sismo máximo con 5% de probabilidades de ocurrencias en 50 años, obteniendo niveles de desempeños en estabilidad estructural y seguridad de vida propuesto en el ATC – 40, indicando que seguridad de la vida existirá pérdidas económicas grandes [61].

La estructura se evaluó para sismos de retornos de 43, 72, 475, 1500 y 2500 años, en el cual, se define si la estructura es Totalmente Operacional presentando en su estado de daño despreciable, Operacional presentando en su estado de daño ligero, Seguridad presentando en su estado de daño moderado, Pre-colapso presentando en su estado de daño severo y colapso, mientras que, en la investigación, evaluó los desempeños sísmicos mediante el análisis estático no lineal Pushover para un módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, concluyendo que la estructura no cumple de acuerdo a los objetivos de desempeños para una edificación esencial, debido que, para la dirección “X” en los niveles de peligros sísmicos frecuentes y ocasionales presentan resultados en que la estructura queda en operacional, para los sismos raros en seguridad de vida y sismos muy raros en cerca al colapso, y de acuerdo a la dirección Y, la estructura presenta niveles de desempeños totalmente operacionales frente a sismos frecuentes, de igual modo, para sismos ocasionales y frente al colapso para sismos raros y muy raros, debido a que los coeficientes de reducción para el diseño es inadecuado, asimismo, una mal ubicación de muros de albañilería confinada [60], mientras que, en la investigación, por medio del análisis estático no lineal “PUSHOVER”

elaborado en el centro de salud “Leoncio Prado”, concluye que para sismos ocasionales, presenta un desempeño operacional, sismos raros un desempeño funcional y sismos raros un desempeño de resguardo de vida, en el cual, reafirma que cumple con lo mencionado por el comité VISION 2000, debido a que, la edificación no requieren propuestas de refuerzos estructurales debido a que su falencia estructural no es crítica, presentando una vulnerabilidad baja a un buen comportamiento sísmico [62], así mismo, en la investigación, presenta el estudio del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, con desplazamientos de 0.1589 m con niveles de desempeños en parámetros de seguridad de vida, según la NTDS, teniendo como resultado buenos márgenes de deformación ante límites de daño permisible en seguridad de vida de ocupantes 0.4864 , obteniendo puntos de desempeños con valores cortantes de 2523.41 ton y desplazamientos de 0.1589 m, manteniendo márgenes de deformación ante límites de control de daño en la estructura de 0.2059 m y en seguridad de vida de 0.3275 m [63].

3.3. Aporte de la investigación

De los resultados que se obtuvieron se sugiere hacer un reforzamiento estructural debido a que la estructura colapsaría para un sismo raro según el espectro de diseño de la norma E.030 diseño sismorresistente, por lo tanto se debe rigidizar la estructura en la dirección “x” a través de la colocación de muros de corte y reforzar algunos elementos estructurales en la dirección “y” los cuales tienen grandes concentraciones de esfuerzos.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

Se ha modelado la estructura en el Software SAP 2000, en el cual, se ha calculado la fuerza sísmica en altura presentando en el primer nivel una cortante acumulativa en la dirección "X" de 1725.85 ton y en la dirección "Y" de 2301.13 ton, de acuerdo, a una verificación de irregularidades, asimismo, presenta una cortante acumulativa de 862.92 ton para una estructura regular, de acuerdo, a los criterios considerados del diseño; de igual modo, se ha verificado los periodos de vibración siendo 0.642 segundos para una edificación irregular y un periodo vibración 0.723 segundos para una edificación regular llevado a la norma actualizada, se concluye, que al verificar irregularidades no cumpliría las cortantes calculadas con las cortantes diseñadas actualizadas a la norma actual E.030-2018, debido a que existe una gran diferencia encontrándose la cortante calculada en un 266.66% de la cortante diseñada.

Se ha verificado los desplazamientos e irregularidades estructurales, de acuerdo, a la norma E.030, para lo cual, en la Irregularidad en Altura, presenta Irregularidad Extrema de Piso Blando siendo un coeficiente de 0.50 tanto para las direcciones "X" y "Y", de igual manera, Irregularidad de Geometría Vertical siendo un coeficiente 0.90, y para la Irregularidad en planta, presenta Irregularidad Torsional en la dirección "Y" siendo un coeficiente de 0.75, se concluye que si presentan Irregularidad en altura castigando a la estructura con un coeficiente de 0.50 en las dos direcciones "X" y "Y", de igual modo, presenta Irregularidad en planta castigando a la estructura en la dirección "Y" con un coeficiente de 0.75; se concluye que no cumple debido a que presenta irregularidades en altura y planta, asimismo, no cumplen con el criterio estructural que toda edificación esencial no deben presentar irregularidades en la zona 4.

Se determinó la curva de capacidad de la estructura a estudiar, para lo cual, se empleará en la aplicación del método FEMA 440, se concluye que la obtención de la curva

de capacidad nos ayudará en la verificación del funcionamiento en la que se exigirá diversas demandas.

Se determinó los diversos niveles de desempeños de la edificación, mediante el método FEMA 440, presentando para la dirección en "X", periodos de retornos de 43 años, 72 años, 475 años, 1500 años y 2500 años con ductilidades de 3.59, 4.11, 1.0, 1.3 y 1.5, respectivamente, para lo cual, se concluye que en la dirección en "X" su ductilidad no es favorable presentando ductilidades menores a 2 (considerada ductilidad baja) para periodos de retornos mayores, asimismo para la dirección en "Y", periodos de retornos de 43 años, 72 años, 475 años, 1500 años y 2500 años con ductilidades de 4.24, 4.21, 3.61, 2.69 y 2.29, respectivamente, para lo cual, se concluye que presentan una ductilidad baja de 2 según ACI 318 – 19.

Se estimó el grado de función de la estructura para la dirección "X", en periodo de retorno de 43 años con el 20% de la aceleración de la gravedad encontrándose en un 50% del parámetro de seguridad de vida, periodo de retorno de 72 años con 25% de la aceleración de la gravedad encontrándose en el límite de aceptación pre colapso, periodo de retorno de 475 años con el 40% de la aceleración de la gravedad encontrándose por encima del límite de aceptación de colapso, periodo de retorno de 1500 años con el 45% de la aceleración de la gravedad encontrándose por encima del límite de aceptación de colapso y un periodo de retorno de 2500 años con el 50% de la aceleración de la gravedad encontrándose por encima del límite de aceptación de colapso, se concluye que la estructura tipo esencial no cumple su función de desempeño en los diferentes periodos de retorno. Asimismo para la dirección "Y", en periodo de retorno de 43 años con el 20% de la aceleración de la gravedad encontrándose en seguridad de vida, periodo de retorno de 72 años con el 25% de la aceleración de la gravedad encontrándose en el 50% del parámetro de seguridad de vida, periodo de retorno de 475 años con el 40% de la aceleración de la gravedad encontrándose en pre colapso, periodo de retorno de 1500 años con el 45 % de la aceleración de la gravedad encontrándose en aceptación de colapso y un periodo de retorno de 2500 años con el 50 % de la aceleración

de la gravedad encontrándose por encima del colapso, se concluye que la estructura tipo esencial no cumple su función de desempeño en los diferentes periodos de retorno.

4.2. Recomendaciones

Se recomienda la verificación de las cortantes máximas aplicadas en diseños existente, actuando de forma preventivo como el fin salvaguardar los bienes y vidas humanas.

Se recomienda la verificación de derivas e irregularidades de edificaciones existentes, debido a que, en la actualidad prevalece las construcciones empíricas, sin la supervisión de un especialista estructural.

Se recomienda para futuros diseños a realizarse, el cálculo de la curva de la capacidad, asimismo, la aplicación del método FEMA 440.

El método FEMA 440, se recomienda para diseño y edificaciones existentes siendo la aplicación del análisis estático no lineal, teniendo como fin, identificar si la estructura pueda llegar a sufrir daños graves o colapsar, permitiendo determinar el nivel de desempeño de las mismas.

Se recomienda, de acuerdo a lo determinado que la estructura es flexible en la dirección "x" para un sismo raro, por lo que, debe rigidizarse colocándole muro de corte, con el objetivo de mantener su estabilidad y obtener un desempeño optimo estructural; por otro lado, en la dirección "y" se deben reforzar algunos elementos estructurales donde se originan grandes concentraciones de esfuerzos llevando a estos elementos a fallar. Tener presente para este tipo de investigación la normatividad actualizada.

Referencias

- [1] F. Mazza y M. Mazza, «Nonlinear modelling of HDRBs in the seismic analysis of retrofitted and new base-isolated r.c. buildings,» *Structures*, vol. 33, pp. 4148-4161, 2021.
- [2] A. Sandoli, G. Pacella, E. A. Cordasco y B. Calderoni, «PROS and CONS of linear and nonlinear seismic analyses for existing URM structures: Application to a historical building,» *Structures*, vol. 32, pp. 532-547, 2021.
- [3] F. Barbagallo, M. Bosco, A. Ghersi y E. M. Mariano, «An over-damped multimodal adaptive nonlinear static analysis for seismic assessment of infilled RC buildings,» *Engineering Structures*, vol. 229, nº 111622, 2020.
- [4] M. M. Kassem, F. M. Nazri y E. N. Farsangi, «Development of seismic vulnerability index methodology for reinforced concrete buildings based on nonlinear parametric analyses,» *MethodsX*, vol. 6, pp. 199-211, 2019.
- [5] K. S. Lee , B. G. Lee y J. S. Jung, «Nonlinear dynamic response of R/C buildings strengthened with novel stud-typed seismic control system using non-buckling slit damper,» *Engineering Structures*, vol. 244, nº 112749, 2021.
- [6] A. Tahmasebi y M. Rahimib, «Evaluation of nonlinear static and dynamic analysis of steel braced frame buildings subjected to near-field earthquakes using FBD and DBD,» *Structures*, vol. 34, pp. 1364-1372, 2021.
- [7] H. Long, Z. Wang, C. Zhang, H. Zhuang, W. Chen y C. Peng, «Nonlinear study on the structure-soil-structure interaction of seismic response among high-rise buildings,» *Engineering Structures*, vol. 242, nº 112550, 2021.
- [8] A. Torky y S. Ohno, «Deep learning techniques for predicting nonlinear multi-component seismic responses of structural buildings,» *Computers and Structures*, vol. 252, nº 106570, 2021.
- [9] D. Navarro, R. Valero y J. Orihuela, «Evaluation of the Influence of Different Grades of Reinforcing Steel on the Seismic Performance of Concrete reinforced Frame Structures with Nonlinear Static Analysis,» *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 1048, nº 1, 2021.
- [10] L. Arita, R. Lezameta, G. Huaco y D. Garber, «Seismic performance of reinforced concrete tall buildings with conventional and non-conventional construction systems,» *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 1048, nº 1, 2021.
- [11] W. A. Lagos, O. E. Blas y J. Orihuela, «Analysis of Soft Story and Torsional Irregularity Factors in the Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings by Nonlinear Static Analysis,» *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 814, nº 1, 2021.
- [12] J. J. Estrella y Á. J. Ochoa, Artists, Determinación de la vulnerabilidad sísmica del Mercado Municipal del Balneario de Pucusana mediante el análisis estático no lineal “pushover”. [Art]. 2021.
- [13] F. J. Antunez y J. P. Lazaro, Artists, Evaluación del desempeño sísmico no lineal de un modelo de estructura aporricada esencial, Huaraz” 2021. [Art]. 2021.
- [14] M. Meza, Artist, Desempeño sísmico de una edificación esencial mediante métodos de análisis sísmico no lineal– Institución Educativa Santa Rosa, Abancay, Apurímac 2020. [Art]. 2020.
- [15] J. Torre, Artist, Análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018. [Art]. 2019.
- [16] J. F. Choque y E. D. Luque, Artists, *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030.* [Art]. 2019.

- [17] R. D. J. Samillán, Artist, Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo-Lambayeque. [Art]. 2019.
- [18] RPP Noticias, «El 80% de las viviendas en el Perú son informales y serían vulnerables ante un terremoto,» 23 junio 2021. [En línea]. Available: <https://rpp.pe/economia/economia/el-80-de-las-viviendas-en-el-peru-son-informales-y-serian-vulnerables-ante-un-terremoto-noticia-1343757?ref=rpp>.
- [19] D. A. Hidalgo-Leiva, L. G. Pujades, A. H. Barbat, Y. F. Vargas y S. A. Díaz, «Nonlinear static and dynamic analyses of Costa Rican reinforced concrete masonry structures,» *Engineering Structures*, vol. 234, 2021.
- [20] F. Mazza y R. Labernarda, «Effects of nonlinear modelling of the base-isolation system on the seismic analysis of r.c. buildings,» *Procedia Structural Integrity*, vol. 11, pp. 226-233, 2018.
- [21] S. Marino, S. Cattari y S. Lagomarsino, «Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings?,» *Engineering Structures*, vol. 200, 2019.
- [22] S. Heyrani Moghaddam y A. Shoostari, «Nonlinear static and dynamic behaviors assessment of self-centering post-tensioned concrete wall with multiple-slit device,» *Journal of Building Engineering*, vol. 43, 2021.
- [23] A. Daei y M. Poursha, «On the accuracy of enhanced pushover procedures for seismic performance evaluation of code-conforming RC moment-resisting frame buildings subjected to pulse-like and non-pulse-like excitations,» *Structures*, vol. 32, pp. 929-945, 2021.
- [24] M. Jalilkhani, S. H. Ghasemi y M. Danesh, «A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames,» *Engineering Structures*, vol. 213, 2020.
- [25] L. Ait L'Hadj, H. Hammoum y K. Bouzelha, «Nonlinear analysis of a building surmounted by a reinforced concrete water tank under hydrostatic load,» *Advances in Engineering Software*, vol. 117, pp. 80-88, 2018.
- [26] W. M. Hassan y J. C. Reyes, «Assessment of modal pushover analysis for mid-rise concrete buildings with and without viscous dampers,» *Journal of Building Engineering*, vol. 29, 2020.
- [27] S. Honarparast y O. Chaallal, «Non-linear time history analysis of reinforced concrete coupled shear walls: Comparison of old design, modern design and retrofitted with externally bonded CFRP composites,» *Engineering Structures*, vol. 185, pp. 353-365, 2019.
- [28] M. A. Urcia y V. P. Moncayo, Artists, Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-pre i.e n° 1172 ciro alegría mediante el análisis estático no lineal.. [Art]. 2021.
- [29] H. A. Castillo y A. D. C. Fournier, Artists, Análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de la I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa de Lima en el sector 2 de la IV etapa de Pachacamac, Distrito Villa el Salvador, Lima Metropolitana.. [Art]. 2021.
- [30] E. L. Escarcena, Artist, Evaluación del desempeño sísmico de una edificación de 15 pisos aplicando el método análisis estático No lineal - Puno 2021. [Art]. 2021.
- [31] E. S. Paredes, Artist, Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal "pushover", Trujillo 2020. [Art]. 2020.
- [32] M. C. Cahuana y G. C. Ccaso, Artists, Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021. [Art]. 2021.
- [33] W. I. Cisneros y D. D. Gonzales, Artists, Análisis estático no lineal y desempeño sísmico de los módulos V y VI de la I.E. Hermanos Blanco - Trujillo 2021. [Art]. 2021.

- [34] R. W. Panca, Artist, Desempeño sísmico de edificaciones esenciales mediante el análisis estático no lineal – Instituto Superior Tecnológico Publico San Salvador, Capachica, Puno 2021. [Art]. 2021.
- [35] A. Llocle, Artist, Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco. [Art]. 2021.
- [36] G. Vega, Artist, Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal, vivienda-comercio Miura Grill, Chiclayo.. [Art]. 2020.
- [37] A. D. Chavez, Artist, Análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación de desempeño sismoresistente método Pushover I.E. N° 11271, Chiclayo-2021. [Art]. 2021.
- [38] D. E. Chuquicahua, Artist, Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo. [Art]. 2020.
- [39] Gobierno de México, «Servicio Geológico Mexicano,» 2 octubre 2017. [En línea]. Available: <https://www.gob.mx/sgm/es/articulos/sismos-causas-caracteristicas-e-impactos?idiom=es>.
- [40] R. R. Peñaloza, Artist, Análisis estático incremental para estimar el desempeño sísmico de la “institución educativa G.U.E. San Carlos” Puno. [Art]. 2021.
- [41] J. F. Argudo, I. P. Baque y R. E. Suárez, Artists, Análisis sísmico comparativo de tipo estático no lineal entre dos estructuras de diferente configuración estructural, hasta el desempeño último de falla.. [Art]. 2021.
- [42] O. E. Blas and W. A. Lagos, Artists, Influencia de las irregularidades de piso blando y torsión en el desempeño sísmico mediante el Análisis Estático No Lineal de una vivienda multifamiliar de concreto armado ubicado en la ciudad de Lima - sistema dual de 10 pisos diseñado según el Reglament. [Art]. 2021.
- [43] M. G. Merma, Artist, [Art]. 2018.
- [44] M. Á. Paredes, Artist, Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. [Art]. 2016.
- [45] J. M. Blas y E. P. Sosa, Artists, Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso Puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura. [Art]. 2019.
- [46] P. J. Barrera, Artist, Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la Norma E.030, usando criterios de Visión 2000. [Art]. 2017.
- [47] E. A. Quiroz, Artist, Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales. [Art]. 2017.
- [48] J. L. Poma, Artist, Software educativo para la automatización del análisis no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado. [Art]. 2019.
- [49] A. Zabala, Artist, Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero. [Art]. 2017.
- [50] L. M. Casiano, Artist, Evaluación de los métodos aproximados de análisis sísmico - estático no lineal para edificios de concreto. [Art]. 2019.
- [51] American Society of Civil Engineers., Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers, 2014.
- [52] G. Baena, Metodología de la investigación, tercera ed., Grupo Editorial Patria, 2017.
- [53] R. Hernández-Sampieri y C. P. Mendoza, Metodología de la investigación. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta, séptima ed., Mc Graw Hill Education, 2018.
- [54] S. J. Velasquéz, Artist, Evaluación del desempeño estructural de una edificación de concreto armado mediante un análisis push over y propuesta de intervención (caso de estudio: torre trecca). [Art]. 2020.

- [55] E. P. A. Chavesta, Artist, Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima. [Art]. 2019.
- [56] H. Ñaupas, M. R. Valdivia, J. J. Palacios y H. E. Romero, Metodología de la Investigación Cuantitativa-Cualitativa y redacción de tesis., Ediciones de la U, 2018.
- [57] Colegio de Ingenieros del Perú, «Código de ética del Colegio de Ingenieros del Perú,» 2018. [En línea]. Available: <https://www.cip.org.pe/reglamentos/>.
- [58] Norma Técnica E.030, Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.
- [59] Norma Técnica E.030, Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.
- [60] G. Ccasdo and M. Cahuana, “DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL MÓDULO III DE LA COMISARÍA DE CIUDAD NUEVA, TACNA 2021”, UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, 2021.
- [61] N. Fuentes, DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”, UNIVERSIDAD NACIONAL “SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”, 2018.
- [62] E. Almirón and D. Yndigoyen, “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL CENTRO DE SALUD LEONCIO PRADO, DE LA CIUDAD DE TACNA.”, UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, 2019.
- [63] C. Duarte, M. Martínez and J. Santamaría, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR”, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.
- [64] L. J. Illacanchi, Artist, [Art]. 2019.
- [65] H. Ñaupas, M. R. Valdivia, J. J. Pacios y H. E. Romero, Metodología de la Investigación cuantitativa-cualitativa y redacción de tesis., quinta ed., Ediciones de la U., 2018.
- [66] V. Fernández-Bedoya, «Tipos de justificación en la investigación científica,» *Espíritu Emprendedor TES*, vol. 4, nº 3, pp. 65-76, 2020.
- [67] C. Duarte, M. Martínez and J. Santamaría, Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.
- [68] C. González, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE ESTRUCTURA APORTICADA DE HORMIGÓN ARMADO CON DIFERENTES GRADOS DE DUCTILIDAD. APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE COLOMBIANA 2010 (NSR-10), UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA, 2018.
- [69] A. Esteba, Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno, Universidad Nacional del Altiplano, 2017.

ANEXOS

Anexo N°01: Guía de Registro de Datos

Parámetros	Valores	Descripción
Z	0.45	Factor de zona 4
U	1.50	Factor de uso
S3	1.10	Factor de suelo
Tp	1.00	Factor que depende del "S"
TL	1.60	Factor que depende del "S"
Hn	29.25	Altura de la edificación
CT	45.00	Coeficiente para estimar el periodo fundamental
T	0.77	Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura
C (asumido)	2.50	Coeficiente de amplificación Sísmica
Rx=Ry	6.00	Coeficiente de Reducción de las fuerzas Sísmicas
Semi sótano	316.8	Área Construida
1°-5° Nivel (m2)	274.18	Área Construida
6°-7° Nivel (m2)	210.51	Área Construida
8° Nivel (m2)	167.93	Área Construida
Azotea (m2)	35.58	Área Construida
f'c (kg/cm2)	210	Resistencia a la Compresión del Concreto
fy (kg/cm2)	4200.00	Resistencia a la Fluencia del Acero
R	6.00	Coeficiente de Reducción de las fuerzas Sísmicas
C/R	0.42	C/R>=0.11 Ok
Pe (tn)	2789.23	Peso de la Edificación
V (tn)	862.92	Fuerza Cortante en la Base



Evaluación del desempeño sísmico
 Guía de Registro de datos

Anexo N° 01

Datos generales

Investigadoras:

Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono:

912246315 924433335

Correo Electrónico:

eolazabalдораaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo:

Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documentos, a continuación se presenta un conjunto de ítems con la finalidad de realizar la presente tesis.

A. ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

1.- Fuerza cortante en la Base

$$V = (Z \cdot U \cdot C \cdot S / R) \cdot P_e$$

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

$$T_p < T < T_L$$

$$T > T_L, \quad C = 2.5 \cdot ((T_p \cdot T_L) / T^2)$$

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

2.- Distribucion de la Fuerza Sismica en Altura

PISO	ALTURA	PESO DE LA EDIFICACIÓN	
azotea	29.25m	46.36	Tn
8	26.00m	241.34	Tn
7	22.75m	286.20	Tn
6	19.50m	287.56	Tn
5	16.25m	385.56	Tn
4	13.00m	385.56	Tn
3	9.75m	385.56	Tn
2	6.50m	385.56	Tn
1	3.25m	385.56	Tn
semi sotano	0.00m	520.45	Tn
PESO TOTAL		2789.23	Tn

PISO	hi (m)	Pi (Tn)	Pi (hi) ^k	Pi (hi) ^k Acumulado	ai	Fi (Tn)	V ACUMULAD O
azotea	29.25	46.36	1746.69	1746.69	0.037	31.73	31.73
8	26.00	241.34	8011.82	9758.51	0.169	145.53	177.26
7	22.75	286.20	8230.39	17988.90	0.173	149.50	326.76
6	19.50	287.56	7006.66	24995.56	0.147	127.27	454.04
5	16.25	385.56	7722.43	32717.99	0.163	140.28	594.31
4	13.00	385.56	6075.41	38793.40	0.128	110.36	704.67
3	9.75	385.56	4459.30	43252.69	0.094	81.00	785.67
2	6.50	385.56	2883.82	46136.52	0.061	52.38	838.05
1	3.25	385.56	1368.87	47505.38	0.029	24.86	862.92

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabalдораaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

A. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

3.- Modos de Vibración

		Resultado del analisis modal		
		Porcentaje de masa participativa		
Modos de vibracion	Periodos (s)	UX	UY	RZ
1	0.723	0.6179	0.0006	0.0029
2	0.43	0.005	0.4221	0.1688
3	0.34	0.000002	0.1558	0.4403
4	0.219	0.1407	0.0153	0.0008
5	0.175	0.0039	0.0211	0.0006
6	0.119	0.0095	0.0026	0.0569
7	0.108	0.0407	0.048	0.0267
8	0.095	0.0002	0.0619	0.0001
9	0.092	0.0095	0.0015	0.0324
10	0.087	0.0212	0.0621	0.0465
11	0.06	0.0182	0.0003	0.0173
12	0.051	0.021	0.0219	0.0219
Porcentaje de masa acumulativa participativa		89%	81%	82%

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
Lucia Rocio Gómez Catpo
912246315 924433335

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabalдораааg@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

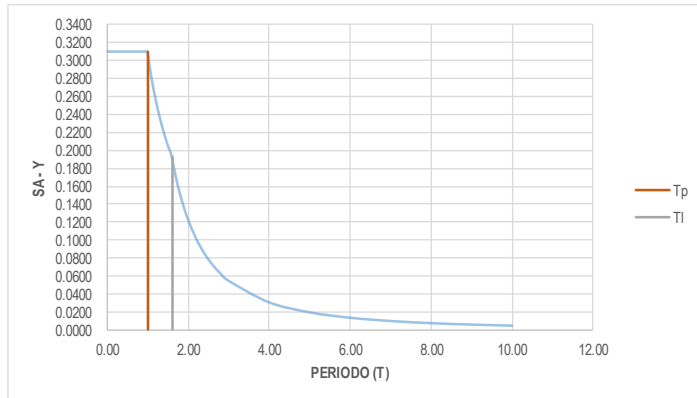
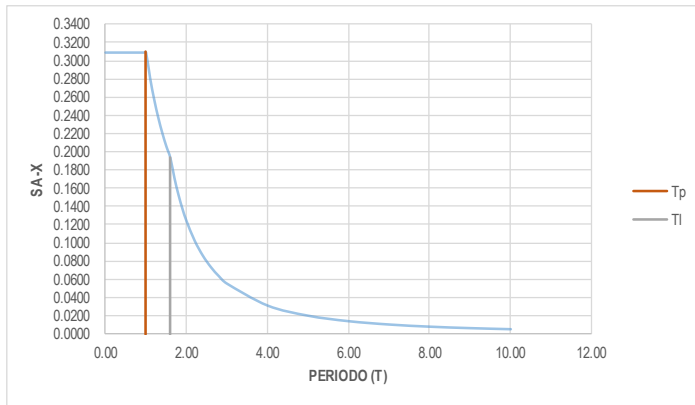
Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

4.- Aceleración espectral (Espectro de diseño E0.30 diseño sismorresistente)

Datos	Factor	Datos	Dir x-x	Dir y-y
Z	0.45	R0	6.00	6.00
U	1.50	la	1.00	1.00
S3	1.10	lp	1.00	1.00
Tp	1.00	R	6.00	6.00
Tl	1.60	g	9.81 m/seg ²	

C	T	Sa/g Dir x-x	Sa/g Dir y-y
2.5000	0.00	0.3094	0.3094
2.5000	0.02	0.3094	0.3094
2.5000	0.04	0.3094	0.3094
2.5000	0.06	0.3094	0.3094
2.5000	0.08	0.3094	0.3094
2.5000	0.10	0.3094	0.3094
2.5000	0.12	0.3094	0.3094
2.5000	0.14	0.3094	0.3094
2.5000	0.16	0.3094	0.3094
2.5000	0.18	0.3094	0.3094
2.5000	0.20	0.3094	0.3094
2.5000	0.25	0.3094	0.3094
2.5000	0.30	0.3094	0.3094
2.5000	0.35	0.3094	0.3094
2.5000	0.40	0.3094	0.3094
2.5000	0.45	0.3094	0.3094
2.5000	0.50	0.3094	0.3094
2.5000	0.55	0.3094	0.3094
2.5000	0.60	0.3094	0.3094
2.5000	0.65	0.3094	0.3094
2.5000	0.70	0.3094	0.3094
2.5000	0.75	0.3094	0.3094
2.5000	0.80	0.3094	0.3094
2.5000	0.85	0.3094	0.3094
2.5000	0.90	0.3094	0.3094
2.5000	0.95	0.3094	0.3094
2.5000	1.00	0.3094	0.3094
2.2727	1.10	0.2813	0.2813
2.0833	1.20	0.2578	0.2578
1.9231	1.30	0.2380	0.2380
1.7857	1.40	0.2210	0.2210
1.6667	1.50	0.2063	0.2063
1.5625	1.60	0.1934	0.1934
1.3841	1.70	0.1713	0.1713
1.2346	1.80	0.1528	0.1528
1.1080	1.90	0.1371	0.1371
1.0000	2.00	0.1238	0.1238
0.8264	2.20	0.1023	0.1023
0.6944	2.40	0.0859	0.0859
0.5917	2.60	0.0732	0.0732
0.5102	2.80	0.0631	0.0631
0.4444	3.00	0.0550	0.0550
0.2500	4.00	0.0309	0.0309
0.1600	5.00	0.0198	0.0198
0.1111	6.00	0.0138	0.0138
0.0816	7.00	0.0101	0.0101
0.0625	8.00	0.0077	0.0077
0.0494	9.00	0.0061	0.0061
0.0400	10.00	0.0050	0.0050



$$Sa = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * g$$

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
Lucia Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

5.- Criterios de combinación (corresponde a la respuesta estructural maxima elastica esperada (r))

r=	1
----	---

6.- Fuerza Cortante Dinamica minima

Tipo de estructura

Fuerza cortante estatica	Fuerza cortante dinamic	Verificacion
889.4518	569.1799	No cumple
889.4518	439.8846	No cumple

Nota: la fuerza cortante mínima en ningun caso será menor que el 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares y el 90% para estructuras irregulares, caso contrario se debera escalar todos los resultados excepto los desplazamientos.

Excentricidad accidental (efectos de torsión)

Lx	Ly	ex=5%Lx	ey=5%Ly

7.- Deriva de entrepiso

7.1.- Deriva de entrepiso en el eje x-x

casos de							E030-2018	
Piso	Diafragma	carga	di	h	Δi	Deriva X	Deriva admisible "Concreto A."	Control
LOSA 9	D9	SxD	0.0618	3.25	0.0080	0.011078	0.007	VERIFICAR!
LOSA 8	D8	SxD	0.0538	3.25	0.0061	0.008380	0.007	VERIFICAR!
LOSA 7	D7	SxD	0.0478	3.25	0.0072	0.009906	0.007	VERIFICAR!
LOSA 6	D6	SxD	0.0406	3.25	0.0051	0.007003	0.007	VERIFICAR!
LOSA 5	D5	SxD	0.0355	3.25	0.0072	0.009975	0.007	VERIFICAR!
LOSA 4	D4	SxD	0.0283	3.25	0.0085	0.011726	0.007	VERIFICAR!
LOSA 3	D3	SxD	0.0199	3.25	0.0080	0.011094	0.007	VERIFICAR!
LOSA 2	D2	SxD	0.0119	3.25	0.0069	0.009515	0.007	VERIFICAR!
LOSA 1	D1	SxD	0.0050	3.25	0.0044	0.006099	0.007	OK!
LOSA 0	D0	SxD	0.0006	3.25	0.0006	0.000803	0.007	OK!

7.2.- Deriva de entrepiso en el eje y-y

casos de							E030-2018	
Piso	Diafragma	carga	di	h	Δi	Deriva X	Deriva admisible "Concreto A."	Control
LOSA 9	D9	SyD	0.0230	3.25	0.0074	0.010250	0.007	VERIFICAR!
LOSA 8	D8	SyD	0.0156	3.25	0.0025	0.003457	0.007	OK!
LOSA 7	D7	SyD	0.0131	3.25	0.0023	0.003215	0.007	OK!
LOSA 6	D6	SyD	0.0108	3.25	0.0024	0.003322	0.007	OK!
LOSA 5	D5	SyD	0.0084	3.25	0.0022	0.003049	0.007	OK!
LOSA 4	D4	SyD	0.0062	3.25	0.0020	0.002815	0.007	OK!
LOSA 3	D3	SyD	0.0042	3.25	0.0018	0.002472	0.007	OK!
LOSA 2	D2	SyD	0.0024	3.25	0.0014	0.001941	0.007	OK!
LOSA 1	D1	SyD	0.0010	3.25	0.0008	0.001158	0.007	OK!
LOSA 0	D0	SyD	0.0002	3.25	0.0002	0.000222	0.007	OK!

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
Lucia Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico
Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

C. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

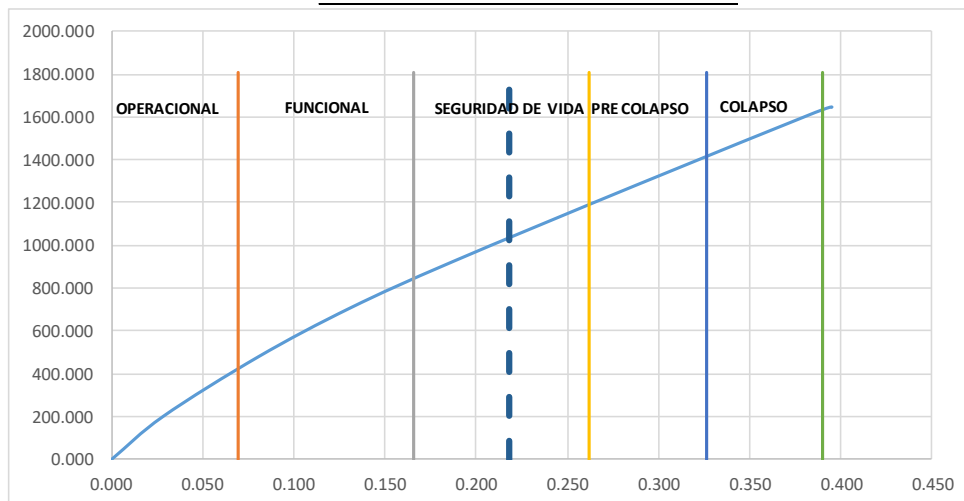
8.- Representación de la curva de capacidad de la estructura

8.1.- Representación de la curva de capacidad de la estructura en la dirección x-x

<i>def</i>	<i>V</i>	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>	
0.000	0.000	43	0.070	0.218	0.390
0.029	202.191	72	0.082	0.269	0.390
0.081	479.704	475	0.097	0.428	0.390
0.131	707.007	1500	0.097	0.649	0.390
0.187	922.413	2500	0.097	0.846	0.390
0.287	1276.379				
0.386	1618.643				
0.394	1643.216				
0.395	1642.011				
0.395	1643.514				
0.395338	1643.457				

SISMO		FRECUENTE	
TR	43	años	
du	0.390	m	
dd	0.218	m	
dy	0.0699	m	
1	0.070	0.0	
	0.070	1807.9	
2	0.166	0.0	
	0.166	1807.9	
3	0.262	0.0	
	0.262	1807.9	
4	0.326	0.0	
	0.326	1807.9	
5	0.390	0.0	
	0.390	1807.9	
dd	0.218	0	
	0.218	1807.9	

Duc Cap	5.579
Duc dem	3.119
reserv duc	2.461
No Habitable	
R	6.97
R (usado)	6
OK	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabalдораааg@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico
Instrucciones:

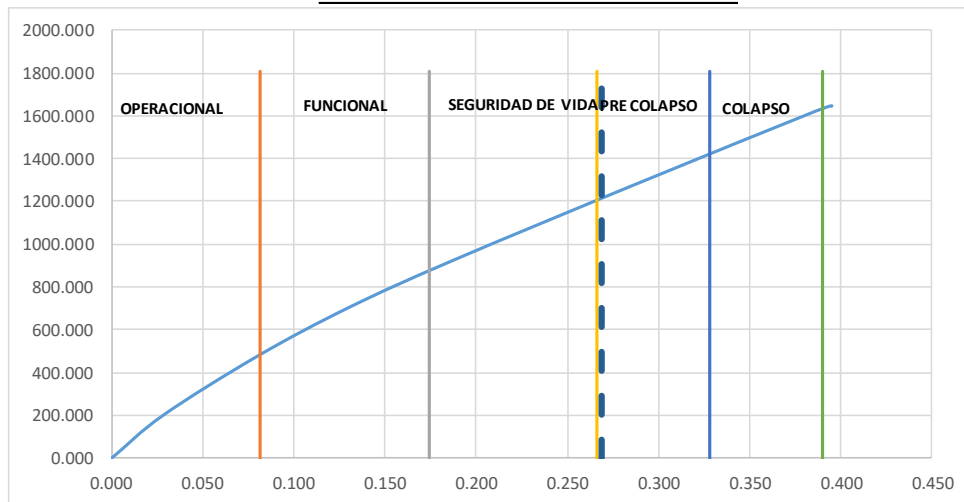
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.029	202.191
0.081	479.704
0.131	707.007
0.187	922.413
0.287	1276.379
0.386	1618.643
0.394	1643.216
0.395	1642.011
0.395	1643.514
0.395338	1643.457

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.070	0.218	0.390
72	0.082	0.269	0.390
475	0.097	0.428	0.390
1500	0.097	0.649	0.390
2500	0.097	0.846	0.390

	SISMO	OCACIONAL
TR	72	años
du	0.390	m
dd	0.269	m
dy	0.0815	m
1	0.082	0.0
	0.082	1807.9
2	0.174	0.0
	0.174	1807.9
3	0.267	0.0
	0.267	1807.9
4	0.328	0.0
	0.328	1807.9
5	0.390	0.0
	0.390	1807.9
dd	0.269	0
	0.269	1807.9

Duc Cap	4.785
Duc dem	3.301
reserv duc	1.485
No Habitable	
R	5.98
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico
Instrucciones:

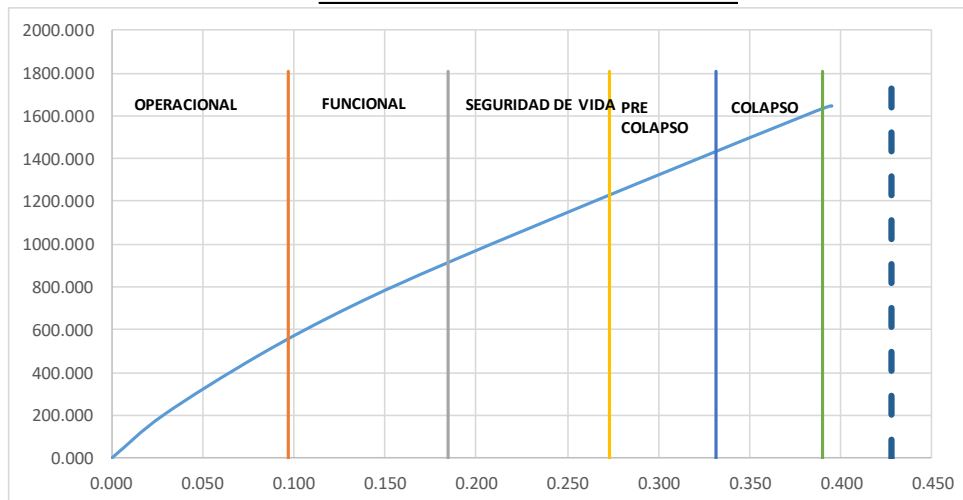
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.029	202.191
0.081	479.704
0.131	707.007
0.187	922.413
0.287	1276.379
0.386	1618.643
0.394	1643.216
0.395	1642.011
0.395	1643.514
0.395338	1643.457

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.070	0.218	0.390
72	0.082	0.269	0.390
475	0.097	0.428	0.390
1500	0.097	0.649	0.390
2500	0.097	0.846	0.390

	SISMO	RARO
TR	475	años
du	0.390	m
dd	0.428	m
dy	0.0967	m
1	0.097	0.0
	0.097	1807.9
2	0.185	0.0
	0.185	1807.9
3	0.273	0.0
	0.273	1807.9
4	0.331	0.0
	0.331	1807.9
5	0.390	0.0
	0.390	1807.9
dd	0.428	0
	0.428	1807.9

Duc Cap	4.033
Duc dem	4.426
reserv duc	-0.393
No Habitable	
R	5.04
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

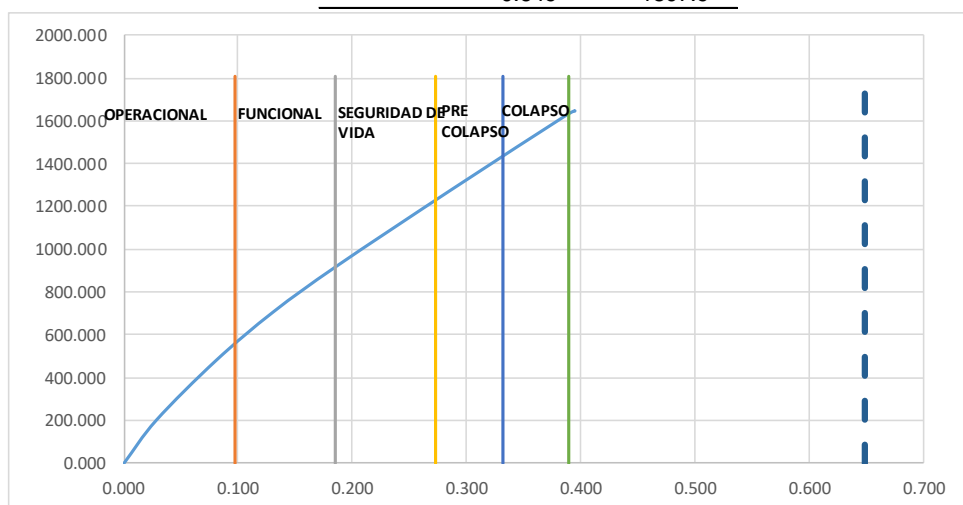
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.029	202.191
0.081	479.704
0.131	707.007
0.187	922.413
0.287	1276.379
0.386	1618.643
0.394	1643.216
0.395	1642.011
0.395	1643.514
0.395338	1643.457

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.070	0.218	0.390
72	0.082	0.269	0.390
475	0.097	0.428	0.390
1500	0.097	0.649	0.390
2500	0.097	0.846	0.390

	SISMO	INTERMEDIO
TR	1500	años
du	0.390	m
dd	0.649	m
dy	0.0967	m
1	0.097	0.0
	0.097	1807.9
2	0.185	0.0
	0.185	1807.9
3	0.273	0.0
	0.273	1807.9
4	0.331	0.0
	0.331	1807.9
5	0.390	0.0
	0.390	1807.9
dd	0.649	0
	0.649	1807.9

Duc Cap	4.033
Duc dem	6.711
reserv duc	-2.678
No Habitable	
R	5.04
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

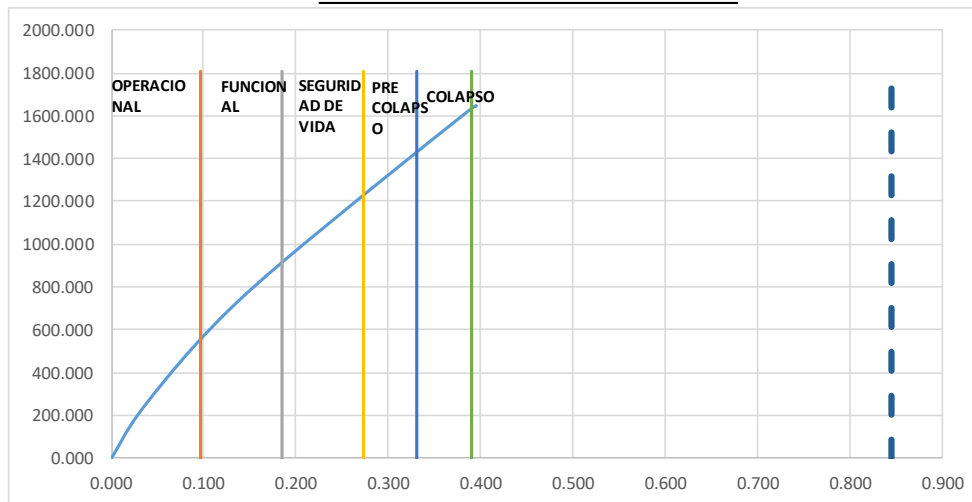
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.029	202.191
0.081	479.704
0.131	707.007
0.187	922.413
0.287	1276.379
0.386	1618.643
0.394	1643.216
0.395	1642.011
0.395	1643.514
0.395338	1643.457

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.070	0.218	0.390
72	0.082	0.269	0.390
475	0.097	0.428	0.390
1500	0.097	0.649	0.390
2500	0.097	0.846	0.390

SISMO	MUY RARO	
TR	2500	años
du	0.390	m
dd	0.846	m
dy	0.0967	m
1	0.097	0.0
	0.097	1807.9
2	0.185	0.0
	0.185	1807.9
3	0.273	0.0
	0.273	1807.9
4	0.331	0.0
	0.331	1807.9
5	0.390	0.0
	0.390	1807.9
dd	0.846	0
	0.846	1807.9

Duc Cap	4.033
Duc dem	8.749
reserv duc	-4.716
No Habitable	
R	5.04
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocío Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

9.- Respuesta de la estructura

9.1.- Respuesta de la estructura en la dirección x-x

Nivel del sismo	Niveles de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso de la estructura
Frecuente 20% g					
Ocasional 25% g					
Raro 40%g					
Más raro 45% g					
Muy raro 50% g					

Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabalдораaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico
Instrucciones:

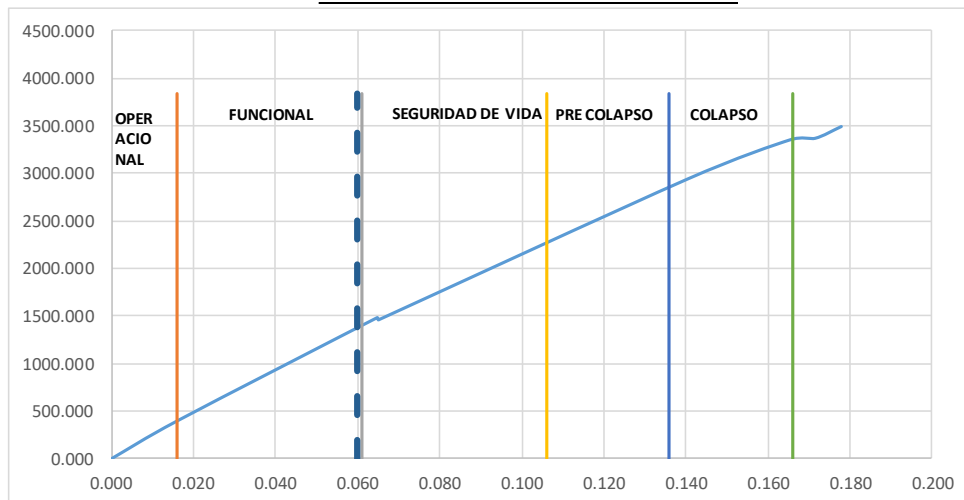
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 del análisis de documentos, a continuación se presenta un conjunto de ítems con la finalidad de realizar la presente tesis.

8.2.- Representación de la curva de capacidad de la estructura en la dirección y-y

<i>def</i>	<i>V</i>	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>	
0.000	0.000	43	0.016	0.060	0.166
0.016	396.567	72	0.020	0.085	0.166
0.065	1482.993	475	0.036	0.116	0.166
0.065	1474.433	1500	0.052	0.151	0.166
0.065	1461.140	2500	0.075	0.168	0.166
0.065	1458.998				
0.140	2937.753				
0.166	3351.218				
0.172	3366.513				
0.178	3490.244				

SISMO	FRECUENTE	
TR	43	años
du	0.166	m
dd	0.06	m
dy	0.016	m
1	0.016	0.0
	0.016	3839.3
2	0.061	0.0
	0.061	3839.3
3	0.106	0.0
	0.106	3839.3
4	0.136	0.0
	0.136	3839.3
5	0.166	0.0
	0.166	3839.3
dd	0.06	0
	0.06	3839.3

Duc Cap	10.375
Duc dem	3.750
reserv duc	6.625
Habitable	
R	12.97
R (usado)	6
OK	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

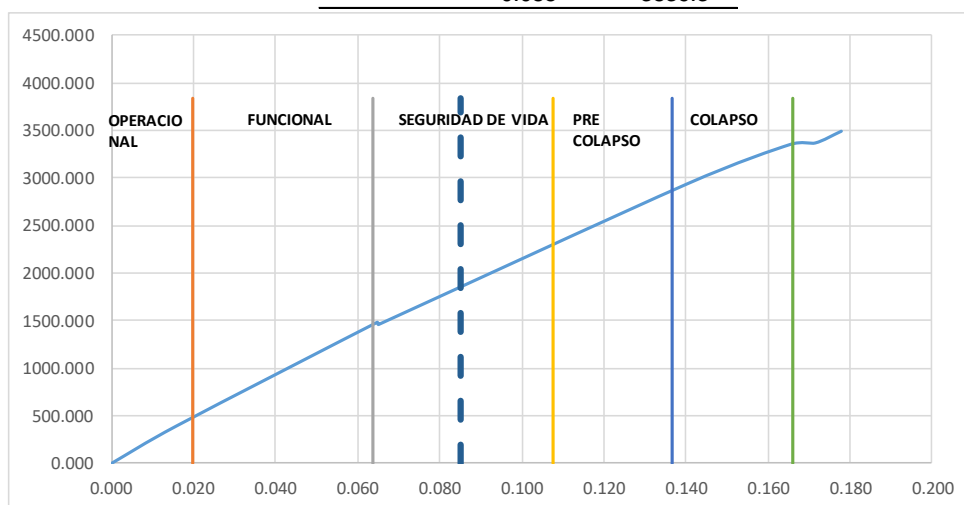
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.016	396.567
0.065	1482.993
0.065	1474.433
0.065	1461.140
0.065	1458.998
0.140	2937.753
0.166	3351.218
0.172	3366.513
0.178	3490.244

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.016	0.060	0.166
72	0.020	0.085	0.166
475	0.036	0.116	0.166
1500	0.052	0.151	0.166
2500	0.075	0.168	0.166

	SISMO	OCACIONAL
TR	72	años
du	0.166	m
dd	0.085	m
dy	0.02	m
1	0.020	0.0
	0.020	3839.3
2	0.064	0.0
	0.064	3839.3
3	0.108	0.0
	0.108	3839.3
4	0.137	0.0
	0.137	3839.3
5	0.166	0.0
	0.166	3839.3
dd	0.085	0
	0.085	3839.3

Duc Cap	8.300
Duc dem	4.250
reserv duc	4.050
No Habitable	
R	10.38
R (usado)	6
OK	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocio Gómez Catpo
Teléfono: 912246315 924433335
Correo Electrónico: eolazabalдораааg@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com
Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico
Instrucciones:

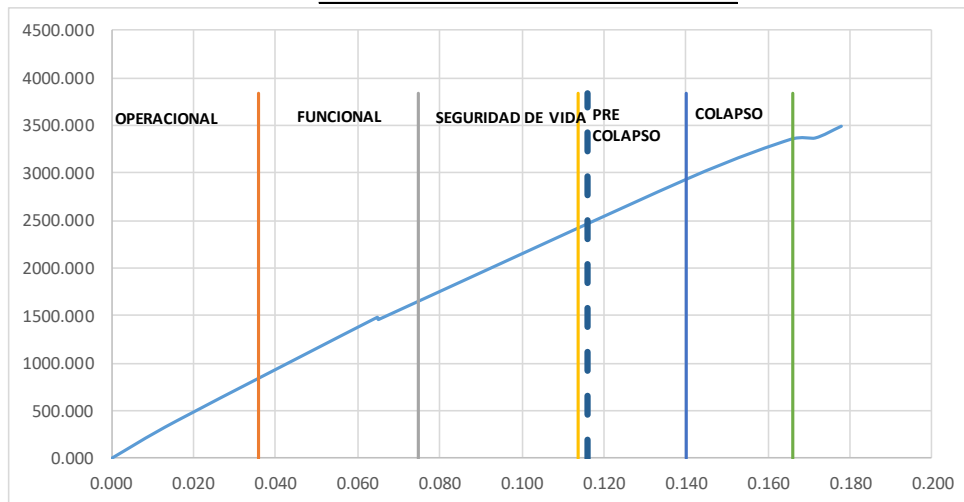
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.016	396.567
0.065	1482.993
0.065	1474.433
0.065	1461.140
0.065	1458.998
0.140	2937.753
0.166	3351.218
0.172	3366.513
0.178	3490.244

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.016	0.060	0.166
72	0.020	0.085	0.166
475	0.036	0.116	0.166
1500	0.052	0.151	0.166
2500	0.075	0.168	0.166

	SISMO	RARO
TR	475	años
du	0.166	m
dd	0.116	m
dy	0.0358	m
1	0.036	0.0
	0.036	3839.3
2	0.075	0.0
	0.075	3839.3
3	0.114	0.0
	0.114	3839.3
4	0.140	0.0
	0.140	3839.3
5	0.166	0.0
	0.166	3839.3
dd	0.116	0
	0.116	3839.3

Duc Cap	4.637
Duc dem	3.240
reserv duc	1.397
No Habitable	
R	5.80
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

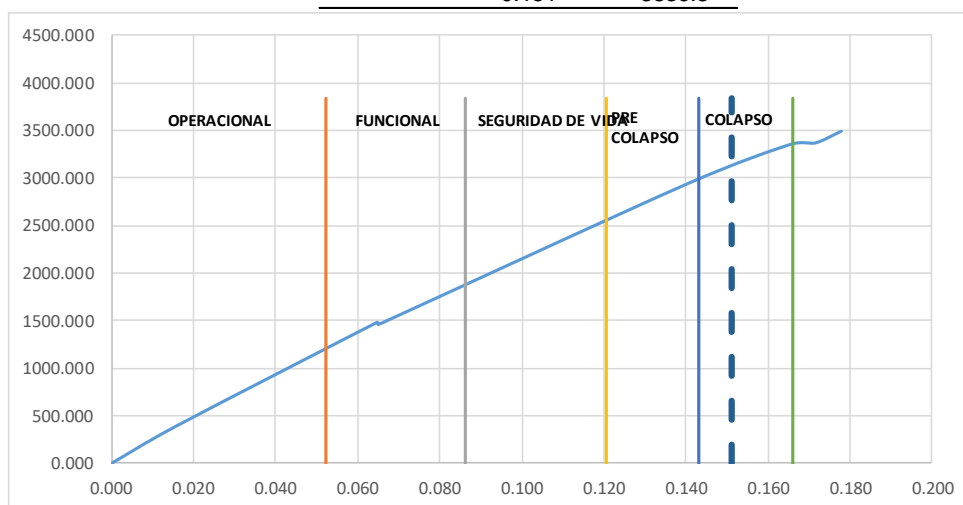
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.016	396.567
0.065	1482.993
0.065	1474.433
0.065	1461.140
0.065	1458.998
0.140	2937.753
0.166	3351.218
0.172	3366.513
0.178	3490.244

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.016	0.060	0.166
72	0.020	0.085	0.166
475	0.036	0.116	0.166
1500	0.052	0.151	0.166
2500	0.075	0.168	0.166

	SISMO	INTERMEDIO
TR	1500	años
du	0.166	m
dd	0.151	m
dy	0.0522	m
1	0.052	0.0
	0.052	3839.3
2	0.086	0.0
	0.086	3839.3
3	0.120	0.0
	0.120	3839.3
4	0.143	0.0
	0.143	3839.3
5	0.166	0.0
	0.166	3839.3
dd	0.151	0
	0.151	3839.3

Duc Cap	3.180
Duc dem	2.893
reserv duc	0.287
No Habitable	
R	3.98
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal

Lucia Rocio Gómez Catpo

Teléfono: 912246315 924433335

Correo Electrónico: eolazabaldoraaag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

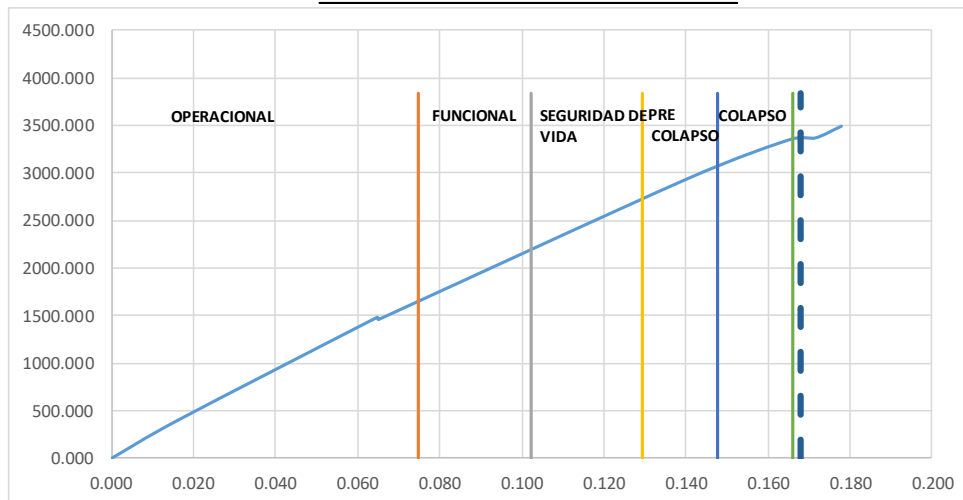
1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documnetos, a continuación se presenta un conjunto de items con la finalidad de realizar la presente tesis.

<i>def</i>	<i>V</i>
0.000	0.000
0.016	396.567
0.065	1482.993
0.065	1474.433
0.065	1461.140
0.065	1458.998
0.140	2937.753
0.166	3351.218
0.172	3366.513
0.178	3490.244

	<i>dy</i>	<i>dd</i>	<i>du</i>
43	0.016	0.060	0.166
72	0.020	0.085	0.166
475	0.036	0.116	0.166
1500	0.052	0.151	0.166
2500	0.075	0.168	0.166

	SISMO	MUY RARO
TR	2500	años
du	0.166	m
dd	0.168	m
dy	0.0749	m
1	0.075	0.0
	0.075	3839.3
2	0.102	0.0
	0.102	3839.3
3	0.130	0.0
	0.130	3839.3
4	0.148	0.0
	0.148	3839.3
5	0.166	0.0
	0.166	3839.3
dd	0.168	0
	0.168	3839.3

Duc Cap	2.216
Duc dem	2.243
reserv duc	-0.027
No Habitable	
R	2.77
R (usado)	6
Revise diseño	



Datos generales

Investigadoras: Dora Agripina Estada Olazabal
 Lucía Rocío Gómez Catpo
 912246315 924433335

Teléfono:

Correo Electrónico: eolazabaldoraag@gmail.com luciarociogomezcatpo@gmail.com

Objetivo: Recopilar información sobre la evaluación del desempeño sísmico

Instrucciones:

1. Los datos se obtendrán del modelamiento con el software Etabs, Sap 2000 y del análisis de documentos, a continuación se presenta un conjunto de ítems con la finalidad de realizar la presente tesis.

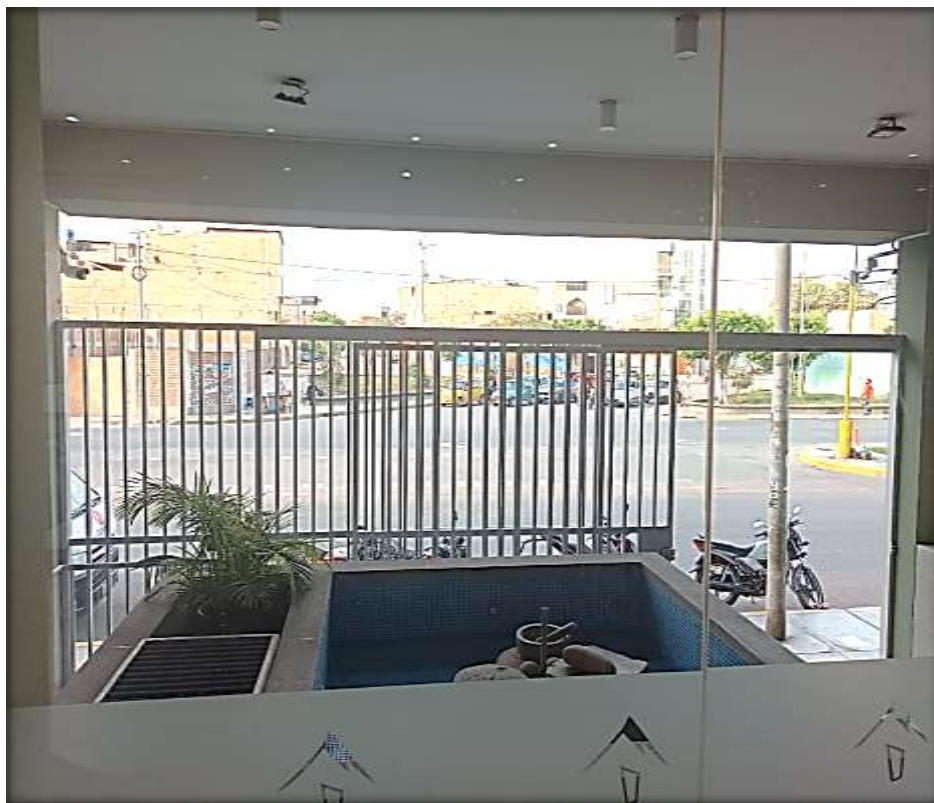
9.2.- Respuesta de la estructura en la dirección y-y

Nivel del sismo	Niveles de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso de la estructura
Frecuente 20% g					
Ocasional 25% g					
Raro 40%g					
Más raro 45% g					
Muy raro 50% g					

Anexo N°02: Panel Fotográfico



Puerta de acceso principal al edificio



Reja de puerta del acceso principal



Escaleras de Acceso principal, con dirección a la recepción



Recepción Institución de educación superior Tecnológico Privado Cumbre



Recepción de la Institución de educación superior Tecnológico Privado Cumbre



Toma de medida del ancho de la escalera principal



Toma de medida de muro estructural



Toma de medida del pasillo lateral del patio



Mechas finales de muro portante en azotea



Al fondo se observa la cúspide del muro estructural



Cabecera de muro estructural



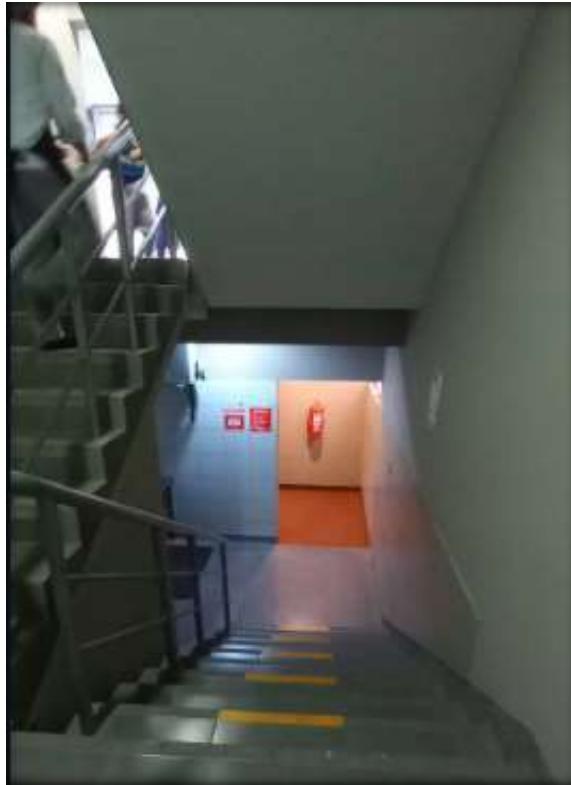
Cabecera de muro estructural



Columnas y pinto de vigas en semi sótano



columnas y pinto de vigas en semi sótano



Escalera de Emergencia



Ambiente de cocina



Pasillo balcón que da al patio principal y al fondo se observa escalera principal

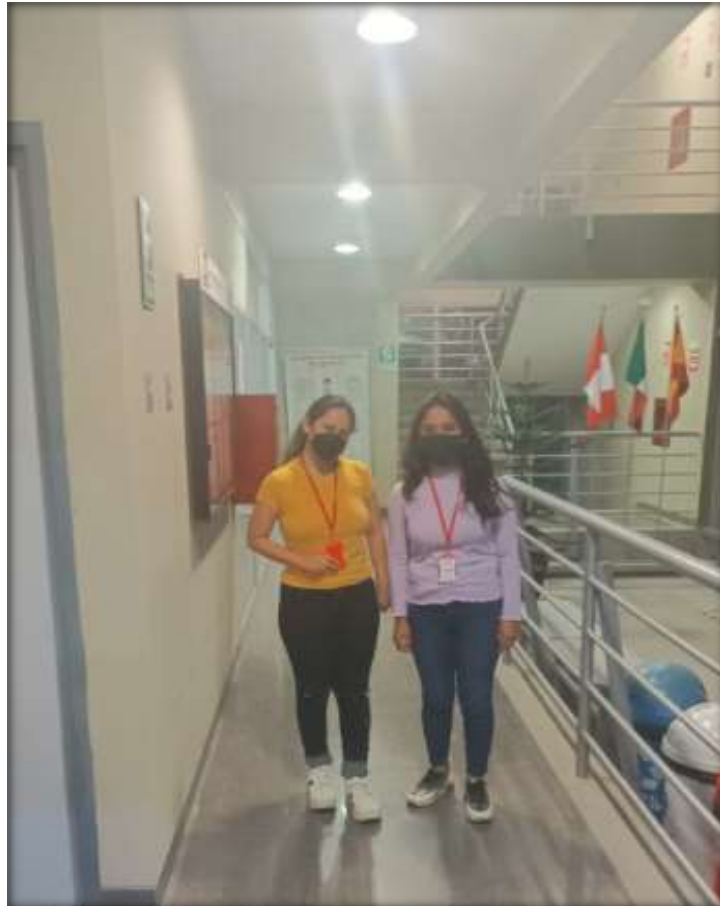




Puerta de ascensor



Patio principal



Tesistas en pasillo primer nivel y patio principal

Anexo N°03: Carta de solicitud de autorización a estudiante de ingeniería civil para acceder a información de estudio de suelos y planos.



"AÑO DEL FORTALECIMIENTO DE LA SOBERANÍA NACIONAL"

Pimentel, 14 de mayo del 2022

Señor
JOSE MARTI FÉRNANDEZ CARRRANZA
Representante Legal
Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo
Ciudad.-

Es grato dirigirme a usted para expresarle el saludo institucional a nombre de la Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Señor de Sipán - Escuela de Ingeniería Civil y deseárselo éxitos en su gestión institucional.

Asimismo, me permito presentar a las estudiantes del X ciclo que se detalla a continuación de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, para quienes solicito se le brinde las facilidades para acceder a la información de estudio de suelos y planos en la especialidad de estructuras de la institución que dirige, con la finalidad de realizar su tesis denominada: **"Evaluación de Desempeño Sísmico de la Edificación Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo utilizando un Análisis No Lineal Estático"**.

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO	DNI
1	Estrada Olazabal Dora Agripina	2182802029	48674531
2	Gómez Catpo Lucía Rocío	2182801325	75403774

Seguro de contar con su gentil atención, quedo de usted.

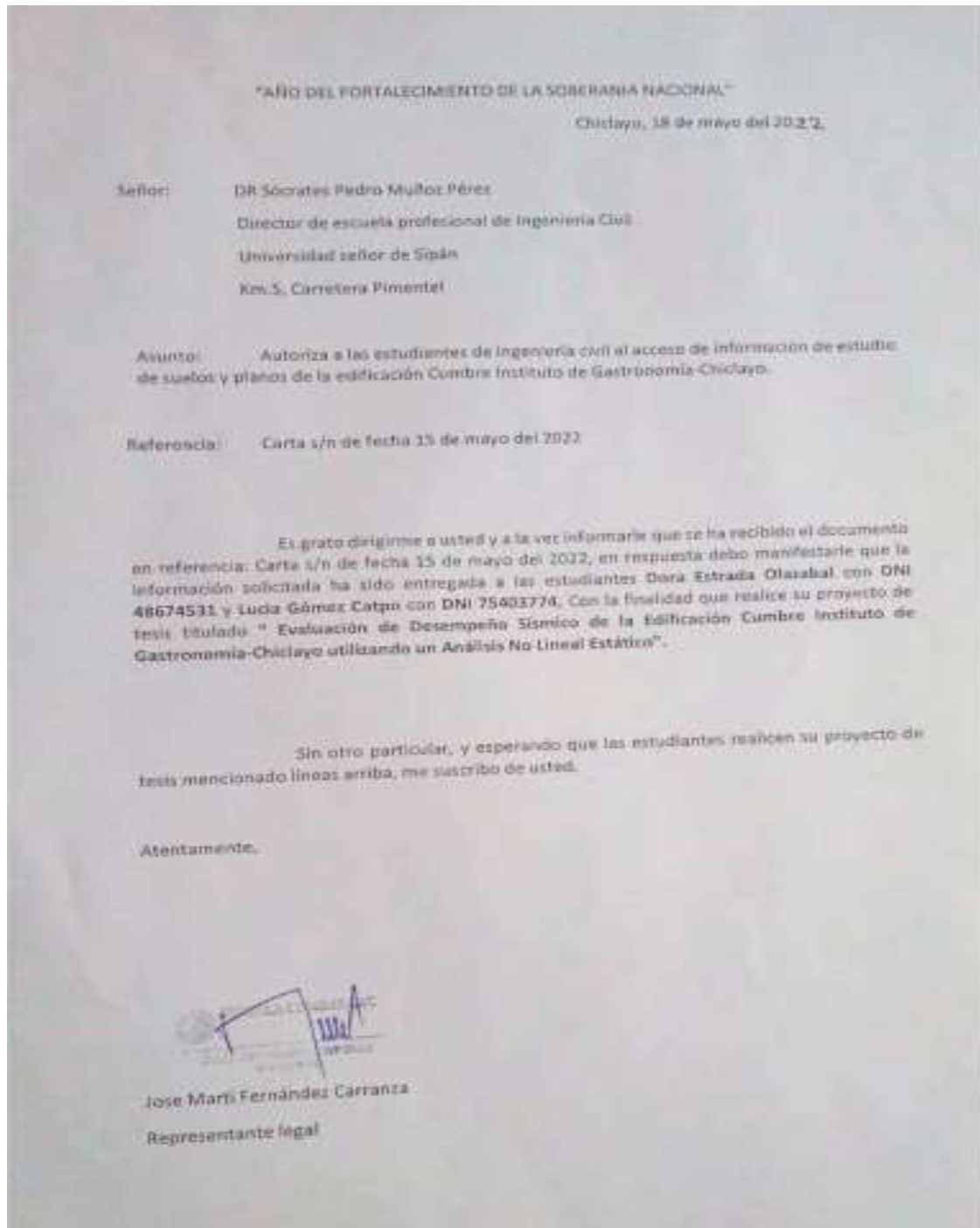
Atentamente,



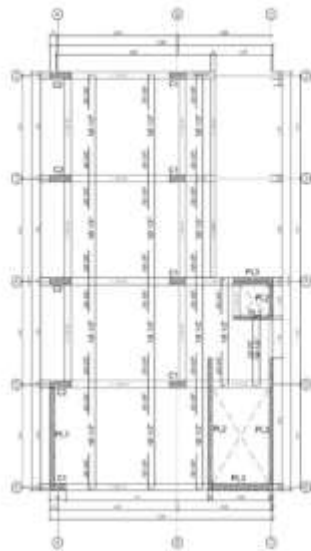
ADMISIÓN E INFORMES
074 481610 - 074 481632
CAMPUS USS
Km. 5, carretera a Pimentel
Chiclayo, Perú

www.uss.edu.pe

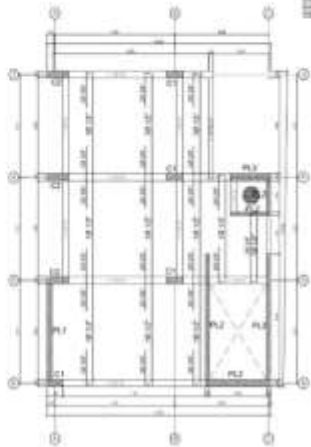
Anexo N°04: Carta de aceptación a estudiante de ingeniería civil al acceso de información de planos.



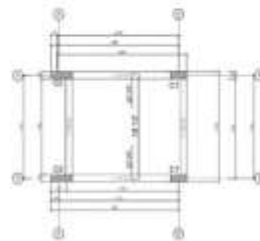
Anexo N°05: Planos estructurales.



ALIGERADO - 6TO AL 7TO NIVEL
ESCALA 1/500



ALIGERADO - 8VO NIVEL
ESCALA 1/500

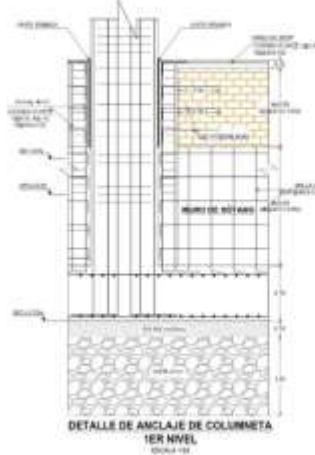


ALIGERADO - AZOTEA
ESCALA 1/500

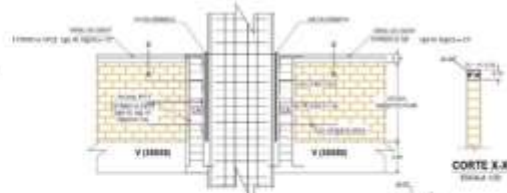
HELA Y BRISA	CORTE DE SECCION DE LOSA ALIGERADA	CORTE DE SECCION DE LOSA ALIGERADA	CORTE DE SECCION DE LOSA ALIGERADA

CONEXIONES DE VIGAS
 1. Conexión Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 2. Anclaje de Columnas - H.A. (Ligado)
 3. Conexión Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 4. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 5. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 6. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 7. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 8. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 9. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)
 10. Anclaje de Vigas de acero - H.A. (Ligado)

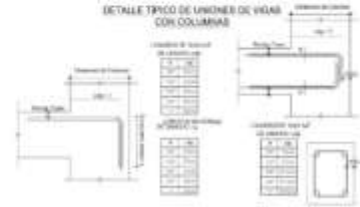
REQUISITOS DE MATERIALES
 Cemento: Tipo I, Clase 42.5
 Acero: Tipo E, Clase 420
 Agregado: Tipo I, Clase 2000
 Aditivo: Tipo I, Clase 1000
 Agua: Agua potable
 Formas: Tipo I, Clase 1000
 Madera: Tipo I, Clase 1000
 Hierro: Tipo I, Clase 1000
 Alambres: Tipo I, Clase 1000
 Placas: Tipo I, Clase 1000
 Tubos: Tipo I, Clase 1000
 Otros: Tipo I, Clase 1000



DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNETA 1ER NIVEL
ESCALA 1/50



DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNETA 3DO - 8VO NIVEL
ESCALA 1/50



DETALLE TRINCO DE UNIONES DE VIGAS CON COLUMNAS
ESCALA 1/50



DETALLE DE EMPLASES Y TRAZAPAS PARA VIGAS
ESCALA 1/50

TIPO DE VIGA	TIPO DE VIGA	TIPO DE VIGA	TIPO DE VIGA
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12



ALIGERADO H=25cm

[Signature]
 Ing. [Name]
 Arquitecto

ESCUELA CUMBRE S.A.C	
PROYECTO:	[Blank]
FECHA:	[Blank]
ESCALA:	[Blank]
PROYECTISTA:	[Blank]
REVISOR:	[Blank]
APROBADO:	[Blank]

E-03

Anexo N°06: Estimación de Costos

PRESUPUESTO						
ITEM	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio (S/.)	Parcial (S/.)	Total (S/.)
1.00	Recursos Humanos					0
1.10	Investigador	Prsn	0.00	-	0	
2.00	Materiales					3540.00
2.10	Laptop	und	1.00	3500.00	3500.00	
2.70	Útiles de escritorio	pza	4	10	40.00	
3.00	Servicios					810.00
3.10	Viáticos	mes	4.00	100.00	400.00	
3.20	Movilidad	mes	4.00	40.00	160.00	
3.30	Internet.	mes	4.00	40.00	160.00	
Costo Directo:						4350.00

Anexo N°07: Validación de los instrumentos de la Investigación

VALIDEZ DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

JUICIO EXPERTO

TESIS:

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CUMBRE INSTITUTO DE GASTRONOMÍA-CHICLAYO UTILIZANDO UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

Investigadores: ESTRADA OLAZABAL DORA AGRIPINA Y GÓMEZ CATPO LUCÍA ROCIO

INSTRUCCIÓN : Luego de analizar y cotejar el instrumento de investigación **EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CUMBRE INSTITUTO DE GASTRONOMÍA-CHICLAYO UTILIZANDO UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO** con la matriz de consistencia de la presente, le solicitamos que, en base a su criterio y experiencia profesional, valide dicho instrumento para su aplicación.

NOTA: Para cada criterio considere la escala de 1 a 5

1.- Muy poco	2.- Poco	3.- Regular	4.- Aceptable	5.- Muy aceptable
--------------	----------	-------------	---------------	-------------------

Criterio de validez	Puntuación					Argumento	Observación y/o sugerencias
	1	2	3	4	5		
Validez de contenido					X		
Validez de criterio metodológico				X			
Validez de intención y objetividad de medición y observación				X			
Presentación y formalidad del instrumento					X		
Total, Parcial:				2	2		
TOTAL:	18						

Puntuación:

De 4 a 11: No valido, reformular

De 12 a 14: no valido, reformular

De 15 a 17: no valido, reformular

De 18 a 20: no valido, reformular

Apellidos y Nombres	Patazca Rojas Pedro Ramon
Grado académico	Ingeniero civil
Mención	Docente metodológico



Firma