



**ESCUELA DE POSGRADO**  
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones  
esenciales mediante la aplicación del análisis  
inelástico por desplazamientos

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE

Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

AUTOR

Br. Alberto Perez Mundaca

ASESOR

Dr. Walter Antonio Campos Ugaz

SECCION

Ingeniería

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico y Estructural

CHICLAYO – PERU

2019



## DICTAMEN DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

EL JURADO EVALUADOR DE LA TESIS TITULADA:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO EN EDIFICACIONES  
ESENCIALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS INELÁSTICO  
POR DESPLAZAMIENTOS"

QUE HA SUSTENTADO DON (DOÑA):

PÉREZ MUNDACA ALBERTO  
NOMBRES Y APELLIDOS

ACUERDA:

APROBAR POR UNANIMIDAD.

RECOMIENDA:

Pimentel, 15 de marzo de 2019.

MIEMBRO DEL JURADO

PRESIDENTE: DRA. MERCEDES ALEXANDRINA COLLAZOS ALARCON

SECRETARIO: MG. ROSA BARBOZA GUSTAMANTE

VOCAL: DR. WALTER ANTONIO CAMPOS UBAZ

## DEDICATORIA

A Miguel y Diany Gisel

Alberto Pérez

## AGRADECIMIENTO

A mi familia, por la motivación y el visto bueno de llevar adelante el estudio de maestría.

Al Ing° MsC. Dandy Roca Loaysa, no solo por haber realizado un destacado trabajo como docente, sino por ese gran desprendimiento de compartir información muy valiosa para sacar adelante este estudio.

Al Dr. Wálter Antonio campos Ugaz, por haber tenido un excelente desempeño como docente y como asesor.

Alberto Pérez

## PRESENTACION

Señores miembros del jurado, en cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo se presenta la tesis titulada Evaluación del Desempeño Sísmico en Edificaciones Esenciales mediante la aplicación del Análisis Inelástico por Desplazamientos para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructuras.

La importancia de este estudio se sustenta en la demostración de la predicción del comportamiento sísmico de edificaciones en su diseño posterior a su construcción a partir de la información que se disponga del diseño estructural. En nuestro país las edificaciones se diseñan mediante el método de resistencia que prevé la rigidez de la estructura, con una ductilidad estructural asumida; su análisis tiene predicciones cuando la estructura actúa en el rango elástico mientras que la metodología de diseño estructural basada en desplazamientos considera el comportamiento de la estructura en el rango elástico e inelástico y requiere el conocimiento del comportamiento último de los materiales para estimar su capacidad y su ductilidad reales

El presente estudio contiene ocho capítulos: Introducción, Método, Resultados, Discusión, Conclusiones, Recomendaciones, Referencias y Anexos.

Espero la conformidad de su evaluación en mérito del aporte de este estudio.

El autor

## DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, ALBERTO PÉREZ MUNDACA con DNI N° 26695066 a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Escuela de Postgrado, declaro bajo juramento que toda documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Asimismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en esta tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada por la cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Chiclayo, abril de 2019

  
Alberto Pérez Mundaca

## RESUMEN

El estudio se ha realizado mediante la aplicación del análisis estático incremental (pushover) que es una metodología de diseño estructural basado en el desplazamiento de la estructura. Mediante esta metodología se determina la capacidad que tiene la estructura ante determinada sollicitación espectral de una norma o de un sismo real, de modo que se puede realizar predicciones del comportamiento sísmico de la estructura. En nuestro país las edificaciones se diseñan mediante el método de resistencia que prevé la rigidez de la estructura ante determinada demanda sísmica, con una ductilidad estructural asumida; su análisis tiene predicciones cuando la estructura actúa en el rango elástico en cambio la metodología de diseño estructural basada en desplazamientos considera el comportamiento de la estructura en el rango elástico e inelástico y requiere el conocimiento del comportamiento último de los materiales para estimar su capacidad y su ductilidad reales.

Los resultados obtenidos indican, que la estructura cumple con los parámetros de distorsión, concentración de masas en modos de vibración, desplazamientos máximos, reforzamiento longitudinal y transversal, sección de elementos estructurales que han sido determinadas mediante el modelamiento de la estructura y el análisis sísmico estático y dinámico. Con el análisis estático incremental (pushover) se ha determinado que la estructura tiene un desempeño operacional, sin daños en la estructura, con un comportamiento elástico, cuando se somete a una aceleración equivalente a sismos frecuentes y ocasionales y tiene un desempeño funcional, con daños reparables de la estructura cuando es sometido a aceleraciones superiores al espectro de respuesta de la norma E.030 pero inferiores a una aceleración de 0.9 g que es una demanda que ocasiona el colapso de la estructura.

Palabras clave: demanda, desempeño, ductilidad, elástico, inelástico.

## ABSTRACT

The study has been carried out through the application of the static incremental analysis (pushover), which is a structural design methodology based on the displacement of the structure. Which is a methodology of structural design based on the displacement of the structure. This methodology determines the capacity of the structure before a given spectral request of a standard or a real earthquake, so that predictions can be made of the seismic behavior of the structure. In our country the buildings are designed by the resistance method that provides for the rigidity of the structure before a given seismic demand, with a structural ductility assumed. Their analysis has predictions when the structure acts in the elastic range. The methodology of structural design based on displacements considers the behavior of the structure in the elastic and inelastic range and requires knowledge of the ultimate behavior of the materials to estimate their actual capacity and ductility.

The obtained results indicate that the structure complies with the parameters of distortion, mass concentration in vibration modes, maximum displacements, longitudinal and transverse reinforcement, section of structural elements that have been determined by structural modeling and static simian analysis And dynamic. With the static pushover analysis it has been determined that the structure has an operational performance, with no structural damage, with elastic behavior, when subjected to an acceleration equivalent to frequent and occasional earthquakes and has a functional performance, with damages Repairable structures when subjected to accelerations exceeding the E.030 response spectrum but lower than an acceleration of 0.9 g which is a demand that causes the collapse of the structure.

Key words: seismic demand, ductility, elastic, inelastic



## INDICE

<b>DICTAMEN DE SUSTANTACION DE TESIS.....</b>	<b>ii</b>
<b>DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD.....</b>	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>iv</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>v</b>
<b>PRESENTACIÓN.....</b>	<b>vi</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>vii</b>
<b>ABSTRAC.....</b>	<b>viii</b>
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
1.1. Realidad Problemática.....	11
1.2. Trabajos previos.....	13
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	15
1.4. Formulación del problema.....	29
1.5. Justificación.....	29
1.6. Hipótesis.....	30
1.7. Objetivos.....	31
<b>II. METODO.....</b>	<b>32</b>
2.1. Tipo de investigación.....	32

2.2. Diseño de la investigación.....	32
2.3. Operacionalización de variables.....	32
2.4. Población y muestra.....	34
2.5. Métodos de investigación.....	34
<b>III. RESULTADOS.....</b>	<b>41</b>
3.1. Primer objetivo.....	41
3.2. Segundo Objetivo.....	67
3.3. Tercer objetivo.....	81
<b>IV. DISCUSIÓN.....</b>	<b>99</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>103</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>104</b>
<b>VII. REFERENCIAS.....</b>	<b>105</b>
<b>VIII. ANEXOS.....</b>	<b>106</b>
Autorización de publicación de tesis.....	107
Acta de originalidad.....	108
Reporte de turnitin.....	109
Autorización de la versión final del trabajo de Investigación.....	110

## I. INTRODUCCION

### I.1. Realidad problemática

#### Ámbito mundial

En los últimos años se han producido sismos de gran magnitud -entre 6 y 9 grados en la escala de Richter- en distintos países del mundo. Se sabe que los daños materiales y el número de víctimas no necesariamente guardan relación con la intensidad sísmica. Si bien es cierto que el modo de vibración del sismo puede influir en el mayor o menor daño, también es sabido que los sismos con mayor cantidad de víctimas se han producido en lugares donde las edificaciones no han sido construidas con un diseño estructural que pueda soportar incluso sismos de moderada intensidad.

Aún en las edificaciones construidas bajo un diseño estructural, sólo se ha logrado tener un comportamiento aceptable pues muchas de ellas han llegado al colapso de la estructura apenas en el rango lineal de su comportamiento sísmico.

“En sistemas elásticos las fuerzas y los desplazamientos están directamente relacionados con la rigidez del sistema; sin embargo, en el intervalo inelástico, esta relación es compleja ya que las fuerzas en las estructuras dependerán de los desplazamientos instantáneos y de la historia de desplazamientos” (Pinto Rodríguez, 2012). Esta situación dio lugar a que se formularan nuevos enfoques de diseño basados en desplazamientos que estiman mejor el desempeño de la estructura ante determinada sollicitación sísmica en su rango inelástico. “Otra razón para adoptar este procedimiento obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación” (Bazan y Meli, 2010).

El problema radica en que, a pesar de que existen metodologías probadas experimentalmente, que tienen una mejor aproximación en la predicción del comportamiento estructural, aún no han sido incorporadas en las normas de diseño para su implementación.

Se trata entonces de evaluar el comportamiento estructural en su dimensión inelástica que alcanza una estructura cuando es sometida a sismos de alta intensidad y modo de vibración. En el contexto mundial recientemente se ha incluido el análisis no lineal en las normas para el diseño de las nuevas edificaciones, incluyendo la *Recommended Seismic Design Criteria for Seismic Rehabilitation of Building* (FEMA 350 2000a), *Presentard and Comentary for the Seismic Rehabilitation Of Buildings* (FEMA 356 2000b) y *Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Building* (ATC 40, 1996), en Los Estados Unidos.

#### Ámbito nacional

El Perú es un país que no está exento de actividad sísmica. Los eventos sísmicos se producen de manera recurrente y por estar ubicado en una zona altamente sísmica, se espera probabilísticamente que ocurra un evento de gran intensidad. Es sólo cuestión de tiempo para liberar, mediante acción sísmica de gran intensidad, la energía acumulada durante mucho tiempo. Asimismo, se sabe que las edificaciones en nuestro país - muchas de ellas de materiales rústicos, construidas sin diseño estructural antisísmico, sin el cumplimiento normativo-, son altamente vulnerables.

La filosofía y los principios de la norma de diseño sismo resistente E.030, no obstante que deja abierta la posibilidad para estructuras especiales se requieran consideraciones adicionales, busca que la estructura no colapse, espera que los daños sean aceptables, que haya continuidad de los servicios básicos; sin embargo, no prevé que la edificación se diseñe para un buen desempeño en el rango inelástico, donde la estructura sea capaz de tener una pérdida significativa de fuerza y rigidez, pero sin llegar al colapso.

#### Ámbito local

En el distrito de asunción existen 12 Instituciones Educativas, un Centro de Salud y dos Postas Médicas, construidas de concreto armado, se entiende que todas ellas han sido construidas con diseño sismo resistente, es decir con la resistencia y ductilidad estipuladas en la norma de diseño sismo resistente E.030; sin embargo, habría que verificar si las

estructuras están diseñadas con suficiente resistencia última y con la ductilidad necesaria para tener un comportamiento elastoplástica cuando se presente una sollicitación sísmica de gran intensidad acorde con la filosofía y los principios de la normativa sismo resistente.

## I.2. Trabajos previos

PINTO RODRIGUEZ, G. 2012. Evaluación del desempeño sísmico de puentes basado en desplazamientos, pp. 123. Tesis maestra, Instituto de Ingeniería Universidad Autónoma de México. En este estudio se evalúa un puente de concreto armado cuyo alineamiento horizontal es en curva utilizando dos métodos basados en desplazamientos: El Diseño Basado Directamente en Desplazamientos y el Método del Espectro Inelástico. Mediante análisis en el rango inelástico a través del método de estático no lineal incremental (pushover) y el análisis dinámico historia en el tiempo se realizó la evaluación de la predicción de los métodos basados en desplazamientos. Se obtuvo excelentes resultados en la predicción del comportamiento con el sismo asociado a los estados límite de servicio (sismo escalado 2,5 veces) mientras que para el estado límite de supervivencia (sismo escalado 7 veces) se obtuvo resultado satisfactorio sólo para las columnas más cortas.

HUARINGA HUAMANI, P. 2015. Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo intze, pp.70. Tesis maestra, Pontificia Universidad católica del Perú. En esta tesis se ha realizado el análisis de dos reservorios tipo INTZE considerando la no linealidad a flexocompresión del fuste con el objetivo de analizar la respuesta no lineal a diferentes sollicitaciones sísmicas. Los reservorios fueron modelados con el SAP 2000 utilizando los planos facilitados por SEDAPAL para asignar las dimensiones del fuste, el refuerzo, la carga y el comportamiento no lineal del material utilizando acelerogramas de registros peruanos. Los resultados obtenidos indican que la ductilidad demandada con la carga hidrodinámica del agua es el doble y los dos reservorios no cumplen con los criterios de capacidad con la demanda de corte asociado a su máximo momento.

CHALCO MAMANI, G.2015. Análisis estático lineal de pórticos de concreto armado mediante el método de elementos de contorno.pp.103. Tesis para optar el grado de magíster, Pontificia Universidad católica del Perú. Este estudio utiliza el Método de Elementos de Contorno (MEC) que es una metodología para realizar el análisis estático lineal de pórticos sometidos a diferentes configuraciones de cargas. Con este estudio se concluye que el método es eficiente en el análisis estructural de elementos estructurales unidimensionales y bidimensionales, se obtiene un resultado similar a los métodos analíticos, pero en menor tiempo.

FLORES BARRETO, T. 2003. Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado [En línea]. Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil, Pontificia Universidad católica del Perú. En este estudio se busca amplificar los momentos flexionantes de las columnas durante una respuesta sísmica para cuantificar este efecto en estructuras aporticadas mediante el análisis inelástico. Con los resultados obtenidos se calculan los factores de distribución de momentos (FDM) en los nudos interiores y exteriores de las estructuras aporticadas; se realiza un tratamiento estadístico y se proponen valores en función del período fundamental del pórtico como propuesta para ser incorporadas en la Norma técnica de Edificaciones.

VARGAS, Y.F. [et al.].2013. Evaluación probabilística de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño de Ingeniería [en línea], 29(2), pp. 63-78. Este estudio evalúa, mediante técnicas avanzadas basadas en el método de Monte Carlo y la dinámica estocástica no lineal, la vulnerabilidad de las estructuras considerando que las propiedades mecánicas de los materiales y la acción sísmica son variables aleatorias. Con los resultados de este estudio se concluye que es necesario abordar el problema de la vulnerabilidad desde una perspectiva probabilística combinando con técnicas avanzadas de análisis no lineal estático y dinámico para obtener información que no es posible obtener mediante modelos deterministas.

BEDOYA-RUIZ, D. [et al.].2015. Modelo dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sísmico de viviendas de ferrocenro. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño de Ingeniería, 31(3), pp. 139-145. Este estudio evalúa el comportamiento cíclico de un prototipo de vivienda de ferrocenro ensamblada con muros prefabricados con la finalidad de obtener parámetros estructurales -el comportamiento histerético, la rigidez elástica, la resistencia a cortante, la resistencia máxima, la ductilidad, el amortiguamiento y el coeficiente de capacidad de disipación de energía- y proponer un modelo dinámico no lineal para simular el comportamiento de viviendas bajo movimientos sísmicos.

MATIAS–SILVA, W.T. [et al.].2016. Análisis no lineal de pórticos planos usando la formulación corrotacional con elemento viga timoshenko. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño de Ingeniería [en línea], [consulta: 15-09-2016]. Disponible en: <http://www.elsevier.es/es-revista-revista-internacional-metodos-numericos-calculo-338-avance-resumen-analisis-no-lineal-porticos-planos-S0213131516300049?referer=buscador>.

Este trabajo describe la formulación corrotacional de un elemento de viga unificado que integra las teorías de vigas de Euler y de Timoshenko y que no presenta bloqueo por deformación a cortante. Se describe de manera detallada la obtención de la matriz tangente corrotacional consistente.

### I.3. Teorías relacionadas con el tema

El método de análisis basado en desplazamientos aplicado a edificaciones construidas con muros estructurales (Roca, 2016).

Este método emplea la hipótesis de que para un sismo de diseño la estructura no supere valores específicos de desplazamientos y, asimismo se diseña para una demanda específica de ductilidad. Lo que busca la metodología es conocer el período de la estructura y su resistencia. La deformación se mide en términos de la deriva del entrepiso o la deriva de la azotea.

El desplazamiento de la azotea en la fluencia de un edificio de concreto reforzado a base de muros, se define mediante procedimientos que emplean diferentes hipótesis:

Primer procedimiento:

El primer procedimiento supone que el muro tiene una distribución de curvatura del tipo lineal a lo largo de la altura  $H$  del edificio, el desplazamiento  $\delta_{y,r}$  se calcula como:

$$i. \quad \delta_{y,r} = \varphi_y \frac{H}{2} \frac{2}{3} H = \varphi_y \frac{H^2}{3} \quad (1)$$

ii. Asimismo, la fluencia de un muro dado (Priestley 2003), es:

$$iii. \quad \varphi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (2)$$

iii.

iv. Otra forma de expresar se obtiene de (1) y (2)

$$v. \quad \delta_{y,r} = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{H^2}{l_w} \quad (3)$$

v.

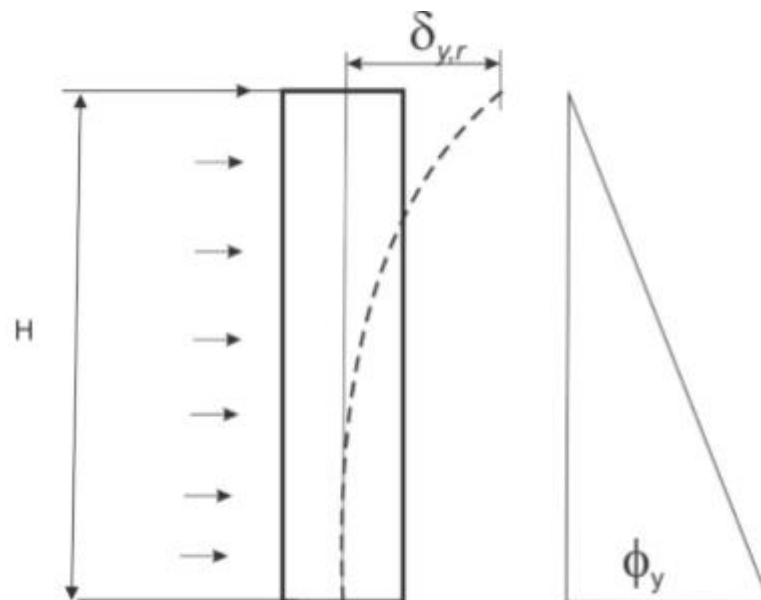


Figura 1. Muro sometido a cargas laterales y distribución de las curvaturas.

Segundo procedimiento:



Para el cálculo de  $\delta_{y,r}$  se empieza con la expresión del desplazamiento del extremo superior de un muro prismático en voladizo cuando está sometido a cargas laterales  $\omega$  distribuida en forma triangular como se muestra en la Figura 2.

vi. El desplazamiento  $\delta_y$  para un muro con  $M_o$  es igual a:

$$\delta_r = \frac{11}{40} H^2 \frac{M_o}{E_c I} \quad (4)$$

vii.

Si el  $M_o$ , corresponde a la curvatura de fluencia en la base del muro,  $\phi_y$ , se obtiene,

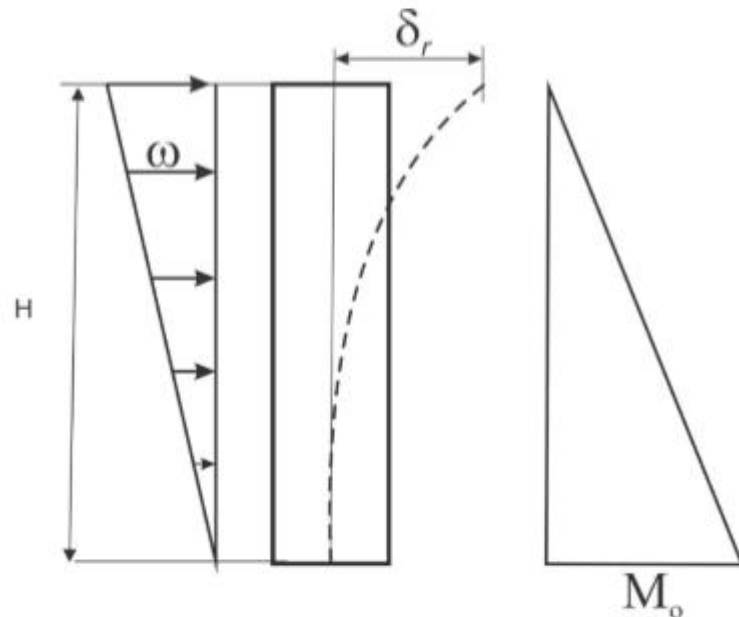
$$\phi_y = \frac{M_o}{E_c I} \quad (5)$$

viii.

ix. De (4) y (5) se obtiene  $\delta_{y,r}$

$$\delta_{y,r} = \frac{11}{40} \phi_y H^2 \quad (6)$$

x.



xi.

Figura 2: Desplazamiento del extremo de un muro sujeto de cargas laterales distribuidas en forma triangular

Otra forma de expresar la ecuación (6) es combinándola con (2)

$$\delta_{y,r} = \frac{11}{20} \varepsilon_y \frac{H^2}{I_w} \quad (7)$$

xii.

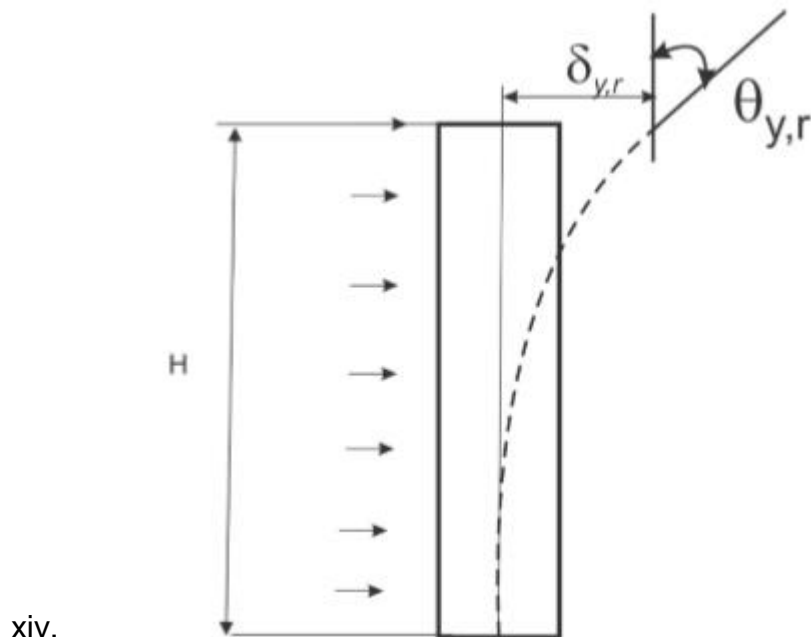
Realizando la comparativa de los procedimientos se encuentra que con la ecuación (6), se obtiene un resultado de solo el 18% menor que el resultado de la ecuación (1).

La deriva máxima en un muro en voladizo sometida a cargas laterales se realiza mediante dos procedimientos:

Primer procedimiento:

La Figura 3 muestra la deriva máxima de un muro en voladizo cuando éste llega a la fluencia, y de área – momento considerando variación lineal de la curvatura del muro se define como:

xiii. 
$$\theta_{y,r} = \varphi_y \frac{H}{2} \quad (8)$$



xv. Figura 3: Deriva máxima de un muro estructural

De (2) y (8), se obtiene:

$$\theta_{y,r} = \frac{\varepsilon_y}{I_w} H \quad (9)$$

Otra forma de expresar la ecuación (9) es combinando (3) y (9)

$$\theta_{y,r} = \frac{3 \delta_{y,r}}{2 H} \quad (10)$$

Segundo procedimiento

Otro procedimiento para definir  $\theta_{y,r}$  es el emplear una distribución de desplazamientos laterales compatible con el primer modo. Por ejemplo, si la forma del primer modo que se emplea es la propuesta por Panagiotou y Restrepo (2011), se puede demostrar que:

$$\theta_{y,r} = \frac{15 \delta_{y,r}}{11 H} \quad (11)$$

Se puede notar que (10) y (11) obtenidas con hipótesis diferentes, dan valores cercanos a los de  $\theta_{y,r}$ ; combinando (7) y (11), se obtiene:

$$\theta_{y,r} = \frac{3}{4} \varepsilon_y \frac{H}{l_w} \quad (12)$$

La ecuación (11) relaciona la deriva del entrepiso  $\theta_{y,r}$  y la deriva de la azotea. La ecuación (12) relaciona la deriva del entrepiso  $\theta_{y,r}$  y la relación geométrica  $H/l_w$ . Estas relaciones se emplean en el método de diseño sísmico basado en desplazamientos.

Descripción del método basado en desplazamientos aplicado a edificaciones con muros estructurales (Roca, 2016).

Niveles de comportamiento:

Cada uno de los niveles de comportamiento están asociados a valores estimados específicos de peligro sísmico. El nivel de Ocupación Inmediata (OI) está asociada a la ocurrencia de sismos frecuentes, y para este nivel se busca que la respuesta de la estructura no supere límites específicos de derivas de entrepiso, así como la deformación del concreto y del acero de refuerzo. Estos estados límites son (Panagiotou y Restrepo 2011):

1. Deformación máxima de tracción en el refuerzo longitudinal del muro: 1%
2. Deformación máxima de compresión del concreto: 0.4%
3. Deriva máxima de entrepiso: 1%. Esta deriva se define para controlar el daño en elementos no estructurales del edificio.

El nivel de comportamiento correspondiente al Sismo de diseño (SD), el cual es un sismo de alta intensidad, para este nivel se acepta que la estructura tendrá un comportamiento inelástico importante. En el caso de

edificios a base de muros se espera que el daño se concentre en la base de los muros críticos. Los estados límites que se asocian con el nivel de SD son (Panagiotou y Restrepo 2011):

1. Deformación máxima de tracción en el refuerzo longitudinal del muro: 5%
2. Deriva de azotea: 3%
3. Se debe notar que en el nivel SD no se considera de manera explícita la deformación del concreto en compresión. Esta deformación se puede calcular de la demanda de curvatura correspondiente al nivel SD, y se revisa si la cantidad de refuerzo transversal es suficiente:

El valor que se define para la deformación máxima del refuerzo en el nivel SD tiene el objetivo de controlar de manera aproximada el problema posible del pandeo de las barras de refuerzo en la base de los muros críticos del edificio. La deriva máxima del nivel SD tiene como objetivo el limitar en la estructura el efecto P-Delta.

Algunas hipótesis para el empleo del método

Para el método se emplea la hipótesis que el momento flexionante en la base del muro y los desplazamientos laterales del edificio son causados únicamente por el primer modo. Para simplificar el método, para el cómputo de la resistencia a flexión en la base del muro, no se considera el efecto de la sobre resistencia en la estructura debido al efecto cinemático, el cual se origina por la formación de líneas de fluencia en losas sin vigas que forman el sistema de piso, este efecto es tridimensional y no se considera en el método. Para la resistencia lateral de muros en este método no se considera la contribución del concreto a tracción. También se considera que al menos existe agrietamiento en los muros.

Se debe notar que la hipótesis de que los desplazamientos laterales se deben solo al primer modo limita el número de niveles del edificio, ya que para aumento del número de niveles del edificio también incrementará el efecto de los modos superiores en los

desplazamientos del edificio, y este efecto en este caso podría no ser despreciable.

En este método se emplea la hipótesis de que para el nivel SD se desarrollan rótulas plásticas en la base de los muros críticos del edificio. Panagiotou y Restrepo (2011) sugieren que el comportamiento inelástico del muro se concentre en el primer nivel del edificio, lo cual se puede lograr con un detallado especial del acero de refuerzo. Esto tiene el doble efecto benéfico de simplificar la construcción del muro, así como en hacer menos incierto el cómputo de la longitud de la rótula plástica.

Relación entre un sistema de varios grados de libertad y uno de un grado de libertad-

Se emplea un sistema de un grado de libertad (1GDL) para un análisis aproximado de un sistema de varios grados de libertad (MGDL), cuando responde no solo en el intervalo elástico, sino también en el inelástico. El sistema de MGDL de la figura 4, de altura  $H$  y desplazamiento de azotea  $\delta(t)$ , frecuencia circular  $\omega$ , con el procedimiento que se muestra se relaciona con el sistema de 1 GDL equivalente se identifica con  $\omega^*$ . Esto indica que se emplea una estructura de 1 GDL equivalente para analizar de manera aproximada la respuesta inelástica de un edificio (Saiidi y Sozen, 1981).

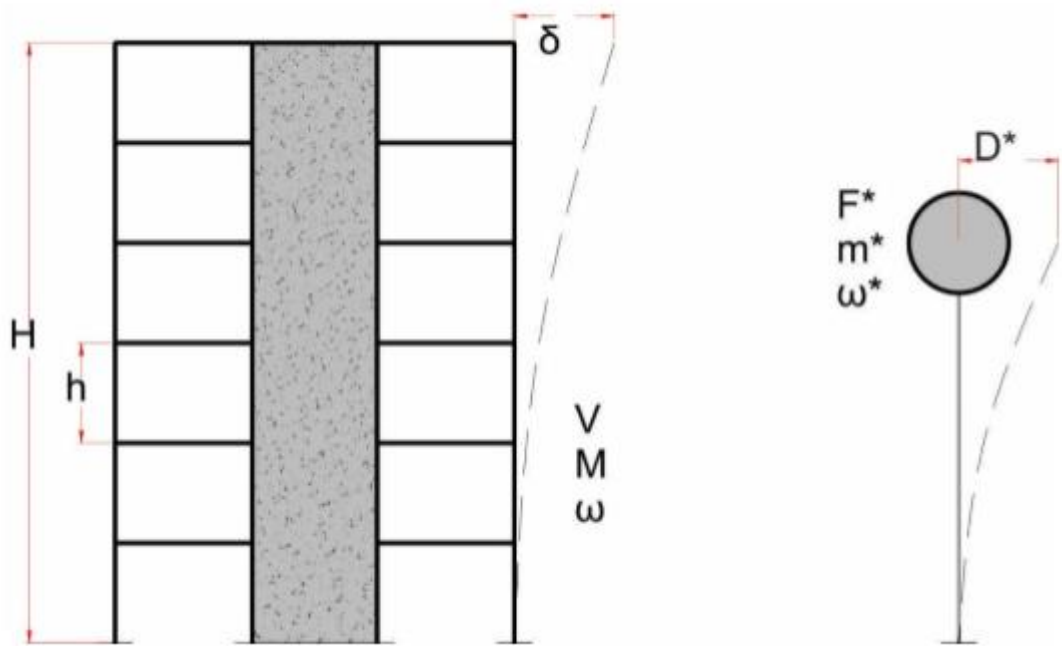


Figura 4: Sistema MGD L y sistema 1 GDL

Método del espectro de capacidad (Fajfar, 1999)

Este método se basa en el empleo de un sistema de un Grado de libertad (1GDL) equivalente, con masa  $m^*$ , desplazamiento  $D^*$  y resistencia  $F^*$ . El método emplea la relación:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (1)$$

Donde  $Q^*$  representa los parámetros del sistema de 1GDL y  $Q$  representa los parámetros del sistema de varios grados de libertad (MGDL), cortante basal  $V$  y desplazamiento  $\delta$ . Además como se ha visto en el método requiere que el período fundamental y ductilidad global de desplazamientos en el edificio sean iguales al período y ductilidad de desplazamiento del sistema equivalente 1GDL.

En este método es necesario hacer un análisis pushover donde la forma de las fuerzas laterales por nivel, que representan a las fuerzas inerciales por sismo, siguen la forma de vector  $[M] \{\phi\}$ , como se aprecia en la

ecuación 
$$\{R(t)\} = [M] \{\phi\} A(t)$$

El factor de participación está dada por la siguiente ecuación:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2)$$

Como se ha visto en el numerador de la ecuación (2) representa la masa  $m^*$  del sistema de 1GDL equivalente

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (3)$$

Del análisis pushover de la edificación se obtiene la curva cortante basal – desplazamiento de la azotea,  $V-D_t$ , como se muestra en la Figura 5.

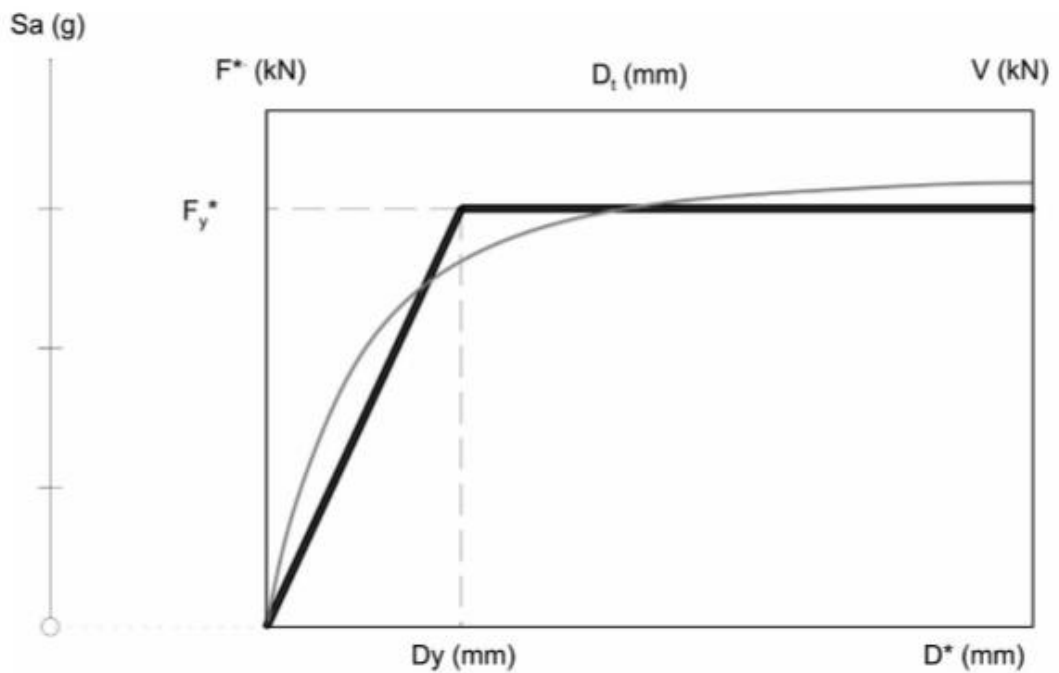


Figura N° 5: Curva  $V-D_t$ , obtenida de un análisis pushover y la representación elastoplástica.

El paso siguiente en el método es representar la curva pushover por una elastoplástica. Por simplicidad se ignora el endurecimiento por deformación. Otra razón es que este tipo de curva es la que emplean reglamentos de diseño por sismo para definir espectros de diseño. La resistencia de fluencia  $F_y^*$ , y el desplazamiento de fluencia  $D_y$ , correspondientes al sistema  $Q^*$ , como se muestra en la figura 5, se

obtienen de la curva elastoplástica anterior empleando la ecuación (1), es decir dividiendo  $V_y$ , entre  $r$  y  $D_y$ , entre  $l$ .

El  $r^*$  del sistema de 1GDL, equivalente es:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (4)$$

Las demandas de resistencia se representan con espectros de respuesta preferiblemente inelásticos, y se comparan con la curva de capacidad. Para ello se debe dividir las fuerzas  $F^*$  en la curva de capacidad  $F^*-D^*$  del sistema de 1GDL equivalente, los que se muestran en la figura 6. Como se muestra en la figura 6 la demanda inelástica en términos de aceleración y desplazamientos corresponden al punto de intersección del espectro de capacidad y el de demanda, en este punto se debe cumplir:

$$D^* = \mu D_y^* \quad (5)$$

Además, como en el intervalo elástico a la relación  $S_a$  y  $S_d$  le corresponde un período  $T$ , a la pendiente de la rigidez inicial de la curva de capacidad mostrada en la figura 6 le corresponde el período  $T$  que se muestra en ella.

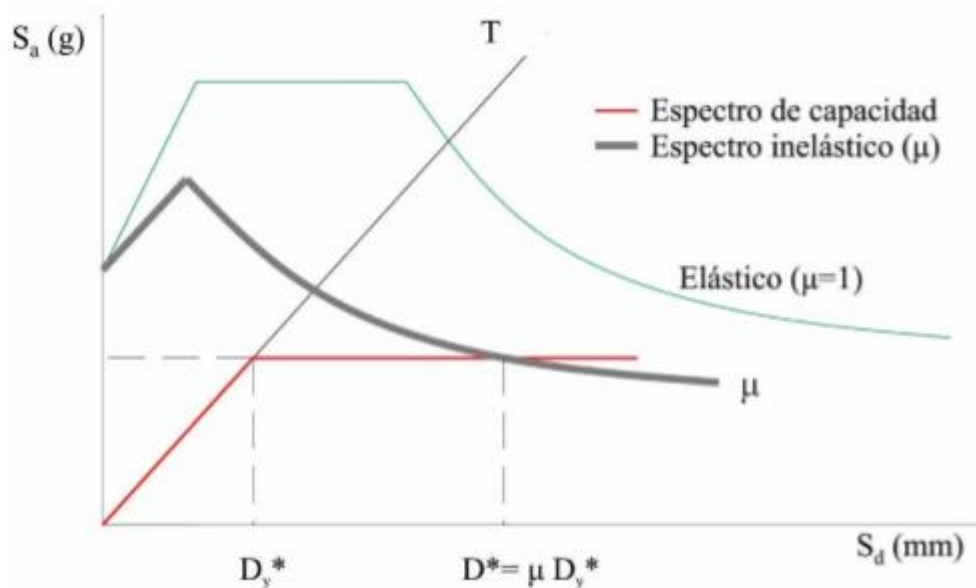


Figura 6: Espectro de capacidad y de demanda



### Análisis estático no lineal (Pushover)

Es un método avanzado de análisis para evaluar el desempeño de una estructura. Es una herramienta que se puede utilizar para evaluar y comparar métodos de diseño basado en desplazamientos u otro tipo de diseño de estructuras existentes y también de estructuras antes de su construcción.

Consiste en la aplicación de cargas laterales a la estructura hasta alcanzar su colapso. “Un patrón de cargas laterales que crece de manera estática, monotónica hasta llevar a la estructura a su colapso” Huaranga Pamela (2015, p. 18). La deformación de los elementos estructurales debido a la aplicación de cargas debe ser similar a la deformación que ocurriría durante un sismo (Krawinkler y Sereviratna, 1998). Por eso es que se utiliza espectro de sismos que han sido registrados por sismógrafos en determinada zona geográfica, simulando su máxima intensidad (sismo último) escalando dicho sismo en una determinada cantidad de veces.

Con el análisis estático no lineal incremental se obtiene la curva de capacidad o curva pushover y el espectro. “Existen metodologías como el método de espectro de capacidad (MEC), que utiliza la intersección entre el espectro de capacidad y espectro de respuesta reducido para estimar el máximo desplazamiento de la estructura; otro método es el método de coeficiente de desplazamiento (MCD) el cual utiliza un análisis pushover y una versión modificada de la aproximación de iguales desplazamientos para estimar el máximo desplazamiento” Pinto Galvarino (2012, p. 57).

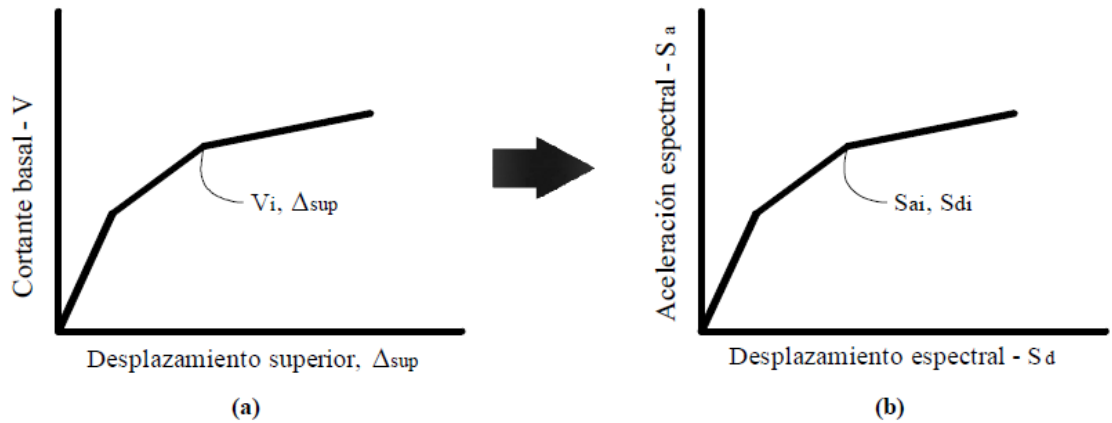


Figura 7. ACT 40 en Pinto Galvarino (2012, p. 50).

- (a) Curva de capacidad (curva pushover)
- (b) Espectro de capacidad

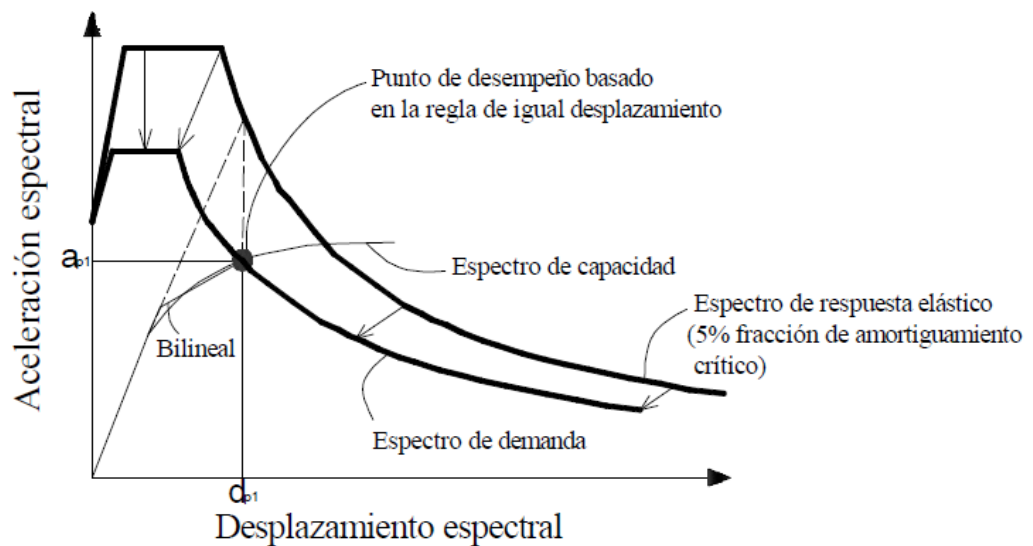


Figura 8. ACT 40 en Pinto Galvarino (2012, p. 51). Punto de desempeño determinado por los espectros elástico e inelástico y el espectro de capacidad

Procedimiento del análisis no lineal estático, según el FEMA 450

Modelamiento

En este procedimiento la estructura se modelará usando elementos que tiene unas propiedades de rigidez dependientes de la cantidad de deformación impuesta al elemento. Todos los elementos que puedan estar sujetos a deformaciones o fuerzas mayores que las correspondientes a la fluencia, deben ser modeladas con propiedades no

lineales. Como mínimo las propiedades de rigidez no lineal, usando un modelo bilineal, deben incluir la rigidez elástica inicial, la resistencia a la fluencia, deformación a la fluencia, y las características post-fluencia, incluyendo el punto de pérdida de resistencia y su deformación asociada o el punto de completa fractura o pérdida de estabilidad.

Se deberá construir un modelo matemático de la estructura que representa la distribución espacial de la masa y la rigidez de este sistema estructural, considerando el efecto de elementos sometidos a niveles inelástico de deformación que exceden los límites de proporcionalidad; igualmente se deben considerar en el análisis los efectos P-Delta.

Para estructuras regulares con sistemas ortogonales independientes se permite usar los modelos bidimensionales para representar cada sistema. Para estructuras que tengan irregularidades en planta en los tipos 4 y 5 o estructuras con sistemas ortogonales independientes se deberá usar el modelo de tres dimensiones que incorporen al menos tres grados de libertad para cada nivel de la estructura, considerando dos desplazamientos ortogonales en planta y una rotación alrededor de su eje vertical. Cuando el diafragma no sea rígido se debe considerar la flexibilidad del diafragma.

A menos que los elementos se mantengan en su estado elástico, se deberá considerar un modelo fuerza deformación no lineal, para representar la rigidez de los componentes antes de presentarse la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los elementos después de la fluencia y a varios niveles de deformación posteriores. Las resistencias de los elementos no deben exceder los valores esperados luego de considerar la sobre resistencia de los materiales y la deformación de endurecimiento. Las propiedades de los elementos después de la fluencia deben considerar la degradación de la rigidez y resistencia debido al “ablandamiento”, pandeo, o fracturas como es indicado por los principios de mecánica estructural o por ensayos en laboratorio. El modelo de las columnas deberá reflejar la influencia de la carga axial, cuando ésta exceda el 15 % de la resistencia a compresión. Para la estructura se deberá asumir una base empotrada o de manera

alternativa se podrá asumir de manera realística una suposición que considere la rigidez y sistemas de apoyo de la cimentación, consistentes con las propiedades del tipo de suelo y los principios racionales de la mecánica estructural.

Se deberá seleccionar un punto de control para cada modelo. Para estructuras sin pent – house, el punto de control debe ser el centro de masa del piso más alto de la estructura, para estructuras con pent – house el punto de control debe ser el del centro de masa del nivel de apoyo del pent – house.

#### I.4. Marco conceptual

##### Comportamiento elástico

Es la deformación reversible de un sistema estructural a la acción sísmica moderada y se puede calcular con buena aproximación por métodos de análisis dinámicos de sistemas lineales, Bazan Enrique y Meli Roberto (2010. p.30). Para que sea elástico tienen que existir fuerzas de recuperación que tiendan al sistema devolver su estado original

##### Comportamiento inelástico

Es el comportamiento de los principales materiales y sistemas estructurales, es una respuesta después de ocurrida la fluencia cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y entran en juego fuentes de amortiguamiento mayores a las que se tiene durante el comportamiento elástico lineal Enrique y Meli Roberto (2010. p.31).

Cuando las propiedades representativas del comportamiento de los elementos después de la fluencia deben ser consistentes con la mecánica estructural; las resistencias de los elementos no exceden los valores esperados luego de considerar la sobre resistencia de los materiales y la deformación de endurecimiento y otros niveles de deformación de los elementos estructurales, FEMA 450.

##### Capacidad

La capacidad global de una estructura depende de la fuerza y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura Para

determinar la capacidad después del límite elástico, se requieren algunas formas de análisis no lineal, tal como el procedimiento pushover.

#### Demanda (desplazamiento)

Según Pinto Galvarino (2012, p.49), los movimientos de terreno durante un sismo producen complejos modelos de desplazamientos horizontales en las estructuras, que quizás varíen con el tiempo. Es importante rastrear este movimiento en cada paso de tiempo para determinar sus requerimientos de diseño estructural.

Según el FEMA 450, la demanda de desplazamiento en un análisis no lineal se debe continuar incrementando al modelo de carga lateral hasta que la deflexión en el punto de control exceda el 150 % del desplazamiento objetivo; la deflexión inelástica esperada para cada nivel debe ser determinada por la combinación de los valores de los modos elásticos.

En los métodos estáticos no lineales es más directo el uso de un conjunto de desplazamientos laterales como una condición de diseño para una estructura y movimiento de terreno dados; la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada de la estructura durante el movimiento del terreno Pinto Galvarino (2012, p.49).

#### Desempeño

El desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no hayan sido dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño, para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento Pinto Galvarino (2012, p. 49).

### I.5. Formulación del problema

¿Cómo se puede contribuir en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamiento?

### I.6. Justificación del estudio

#### Técnica

Con este estudio se pretende evaluar el comportamiento sísmico de una edificación esencial, que, aun estando ya diseñada y construida, se puede, mediante la metodología de análisis estático no lineal, realizar la predicción del comportamiento en el rango inelástico, ante determinada sollicitación sísmica. Se puede evaluar el desempeño esperado del sistema estructural estimando su fuerza y las demandas de deformación para luego modelarla y determinar las capacidades intrínsecas de dicha edificación, sin la necesidad de la ocurrencia de un sismo o la necesidad de realizar ensayos en el laboratorio.

#### Científica

Proponer la incorporación de la metodología que incluya las normas, los parámetros y el análisis estático no lineal incremental basado en desplazamientos para evaluar de desempeño sísmico en las edificaciones esenciales existentes en nuestro país y en aquellas que se tengan que construir, en la condición de edificación esencial.

#### Social

Desde el punto de vista social, como ya se indicó, realizar la predicción o comportamiento sísmico de una estructura esencial, que en este caso es una Institución educativa, es de vital importancia. Esta edificación en la condición de esencial, dado un evento sísmico de gran intensidad, no debe causar daños personales a los alumnos o profesores, e incluso podría utilizarse como refugio; se trata, entonces, de comprobar mediante metodologías distintas a las estipuladas en el diseño, según la normatividad nacional, si la edificación es segura, con buena respuesta sísmica, e incluso si está bien estructurada; o, por el contrario, represente un peligro, situación que nos lleve a tomar las consideraciones y las previsiones necesarias antes de un evento sísmico de gran intensidad. Será un precedente para que se evalúen las edificaciones esenciales cuando existan indicios de deficiencias en el diseño estructural.

#### I.7. Hipótesis.

La aplicación del análisis inelástico por desplazamientos contribuye técnicamente en la predicción del desempeño sísmico en edificaciones esenciales.

## I.8. Objetivos

### General

Evaluar el desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico basado en desplazamientos

### Específicos

1. Verificar el diseño estructural mediante el modelamiento de la estructura utilizando los parámetros de la norma de diseño sismo resistente E.030
2. Realizar el análisis estático no lineal para verificar la predicción de ductilidad o distorsión de la estructura.
3. Evaluar y analizar el desempeño de la estructura según los límites de servicio y los límites de supervivencia.

## II. METODO

### II.1. Tipo de investigación

Aplicado - descriptivo

### II.2. Diseño de investigación

Descriptivo simple con propuesta

M ← Ox ... P

M: Edificaciones esenciales

Ox: Información de la metodología del desempeño sísmico basado en desplazamientos y la verificación de dicha metodología mediante el análisis no lineal

P: Proponer el análisis estructural basado en desplazamientos en la predicción del comportamiento sísmico de las edificaciones esenciales existentes y la posibilidad de implementar mejoras estructurales cuando sea necesario y factible.

### II.3. Operacionalización de variables

Variable

Desempeño sísmico

Definición conceptual

Según Bazán y Meli 2010, es la probabilidad de daño que pueda sufrir la edificación ante la ocurrencia de un sismo severo sin llegar al colapso y la probabilidad de no sufrir daño en el caso de un sismo moderado.

Definición operacional

Es el comportamiento de la estructura durante la ocurrencia de un sismo o también ante situaciones de licuefacción, asentamiento diferencial, deslizamientos u otro tipo de peligro al que está expuesta la edificación durante su vida útil. El desempeño sísmico de una edificación depende del diseño de la estructura. El nuevo y reciente enfoque de análisis basado en desplazamientos requiere estimar apropiadamente los niveles de



desempeño, con probabilidad de excedencia para determinada carga sísmica con la finalidad de controlar el riesgo sísmico.

Tabla 01

Matriz de dimensiones, indicadores y escala de la variable

VARIABLE	DIMENSIONES O CATEGORIAS	INDICADORES	ESCALA
Desempeño sísmico	a) Verificación del diseño estructural mediante el modelamiento en ETABS, según la norma de diseño sísmico resistente E.030	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Materiales de los elementos estructurales</li> <li>• Secciones de los elementos estructurales</li> <li>• Cargas</li> <li>• Espectro sísmico</li> <li>• Verificación de derivas</li> <li>• Desplazamientos</li> <li>• Comportamiento elástico</li> </ul>	Nominal
	b) Análisis estático no lineal incremental (pushover)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cargas laterales (monotónicas)</li> <li>• Modos de vibración con cargas previas (90 % masa)</li> <li>• Longitud plástica</li> <li>• Curva Pushover</li> </ul>	
	c) Evaluación y análisis del desempeño de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de capacidad</li> <li>• Desplazamiento (demanda)</li> <li>• Punto de desempeño</li> </ul>	

## II.4. Población y muestra.

### Población

Las Instituciones Educativas del distrito de Asunción Cajamarca extraída de los estadísticos de la dirección Regional de Educación (DRE) Cajamarca 2011, son las siguientes:

- Nivel Inicial : 02 Instituciones educativas
- Nivel primario : 25 Instituciones educativas
- Nivel secundario : 04 Instituciones educativas
- Nivel superior : 01 Institución educativa

La población es el conjunto de Instituciones educativas del distrito de Asunción Cajamarca cuyas edificaciones han sido construidas con diseño sismo resistente de la norma peruana E.030, que, según investigación propia, son 09 edificaciones.

### Muestra

Se ha tomado como muestra una edificación esencial de categoría A2 correspondiente a Instituciones Educativas con diseño estructural sismo resistente mediante el método aleatorio, resultando seleccionada la Institución Educativa N° 821201 Pampas de Chamaní.

## II.5. Métodos de investigación.

La presente es una investigación empírica y cuantitativa que se basa en la medición y el análisis de parámetros estructurales de edificaciones mediante el método de análisis sísmico estático incremental también denominado pushover.

En primer lugar, se realizó en modelamiento de la estructura para verificar el diseño estructural de acuerdo a la norma peruana E.030; en segundo lugar, se realizó el análisis pushover.

### Análisis Estático y Análisis Dinámico de la estructura

Del expediente técnico de la I.E. N°821201 Pampas de Chamaní distrito de asunción – Cajamarca módulo ii cocina - comedor – ambientes – sala, con programa de análisis tridimensional extendido y diseño de

edificaciones, **ETABS**, se ha realizado el análisis estático y dinámico de la estructura para verificar el cumplimiento de la normativa correspondiente a edificaciones esenciales como son las Instituciones Educativas; Para tal efecto, se ha utilizado el Expediente Técnico de dicho módulo, utilizando la siguiente información:

- Planos arquitectónicos en planta del primer y segundo nivel
- Planos en elevación
- Propiedades de los materiales utilizados en la edificación
- Especificaciones del diseño de la estructura basada en la norma E.030 diseño sismo resistente
- Detalle de las dimensiones de la sección y del acero de refuerzo de columnas.
- Detalle del acero de refuerzo longitudinal de vigas
- Detalle de las dimensiones de la sección de vigas
- Cargas sísmicas de acuerdo a la norma peruana e.020 de cargas

#### Análisis pushover

La estructura deberá ser analizada para el caso de acciones sísmicas que ocurran de manera simultánea con las cargas muertas y al menos el 25 % de las cargas vivas, reducidas estas últimas como se permite para el área de un solo piso. Las fuerzas laterales se aplicarán en el centro de masa de cada piso y aplicarán de manera proporcional a la obtenida de un análisis modal para el modo fundamental en la dirección bajo consideración, las cargas laterales se incrementan de manera monotónica.

Para el  $j$ -th incremento de carga lateral, la fuerza lateral total aplicada al modelo, deberá ser caracterizada por el término  $V_j$ . Los incrementos de carga lateral aplicados al modelo en cada paso serán lo suficientemente pequeños para permitir que sean detectados cambios significantes en el comportamiento individual de cada componente, tales como fluencia, pandeo o falla. El primer incremento en la carga lateral debe resultar un comportamiento elástico, cuando se trata de un modelamiento para

diseño, pero para este caso el resultado podrá también incurrir en su rango inelástico.

Para cada paso del análisis, la carga lateral total aplicada  $V_j$ , el desplazamiento lateral del punto de control  $\delta_j$ , las fuerzas de desplazamiento de cada elemento deben ser registradas. El análisis continuará hasta que el desplazamiento del punto de control sea al menos el 150% del desplazamiento objetivo. Se espera que la estructura que la carga lateral total aplicada no disminuya en ningún paso del proceso hasta llegar a un desplazamiento del punto de control igual al 125 % del desplazamiento objetivo.

#### Resistencia efectiva de fluencia y período efectivo

De la curva de capacidad se extrae una curva bilineal de manera tal que el primer tramo de esta curva coincida con la curva de capacidad hasta el 60 % de la resistencia efectiva a fluencia, el segundo tramo coincida con la curva de capacidad del desplazamiento objetivo, y el área bajo la curva bilineal iguale al área de la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia  $V_y$ , corresponde a la carga total lateral aplicada leída en el punto de intersección de los dos tramos de la curva bilineal. El desplazamiento de fluencia efectivo  $\delta_y$ , corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos tramos.

#### Vector de forma

El vector de forma deberá ser igual a la forma del primer modo de la estructura en la dirección bajo consideración, determinado por un análisis modal de la estructura para el primer incremento de carga lateral, y normalizado hasta tener una unidad de amplitud en el nivel del punto de control. Esto permite sustituir la forma de la deformada de la estructura paso en el cual el desplazamiento del punto de control es igual al desplazamiento efectivo de fluencia en lugar de la forma del modo, para la determinación del vector de forma.

#### Cargas laterales (monotónicas).

En análisis estático incremental se realiza la aplicación y distribución progresiva de cargas y deformaciones internas y, asimismo, se realiza el registro correspondiente de la relación resistencia deformación. El parámetro de cargas aplicadas debe causar un parámetro de deformaciones similar al que pueda causar una determinada fuerza sísmica.

La secuencia antes para relación de fuerza - deformación en el análisis es una función de la configuración de set de cargas monotónicamente incrementadas, en orden a capturar el comportamiento dinámico de la estructura, la relación fuerza - deformación debe ser redefinida para cada punto del push-over proporcionalmente a la configuración instantánea de las fuerzas inerciales, como una configuración dependiente de las características modales instantáneas de la estructura y su combinación.

Debido a que el uso de una relación carga – deformación la cual es dependiente de la configuración de carga, la cual a su vez es variable en la medida que la estructura cambia sus propiedades de rigidez a medida que aparecen las rotulas plásticas, puede requerir de una labor dispendiosa con una inherente falta de certeza para su aplicación en un proceso completo de registro en el tiempo de respuesta no lineal, se puede llegar a un esfuerzo inapropiado para el acercamiento simplificado que desea proveer el procedimiento estático no lineal.

Aproximaciones que están disponibles para el análisis estático incremental:

Una aproximación que toma en cuenta la contribución de los modos altos y los cambios en la carga debido a la fluencia de la estructura. En este caso la configuración de la carga descrita por la configuración de cargas para una masa modal mayor al 90 % es calculada y revaluada cuando las características modales de la estructura cambian cuando ésta fluye. Este procedimiento se denomina “Análisis de Push Over Adaptativo”; para nuestro caso se ha utilizado el ETABS para el análisis no lineal estático pushover.

Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo para nuestro caso será aquel que satisfaga los puntos de control de los niveles de comportamiento de la estructura.

El análisis no lineal se debe continuar incrementando al modelo de carga lateral hasta que la deflexión en el punto de control exceda el 150 % del desplazamiento objetivo. La deflexión inelástica esperada para cada nivel debe ser determinada por la combinación de los valores de los modos elásticos.

#### Deriva de piso

Se toma como la deriva de piso de diseño,  $\Delta$ , el valor obtenido para cada piso en el paso o incremento en el cual se alcanza el desplazamiento objetivo y no debe exceder la deriva límite especificada multiplicada por  $0.85R/Cd$ .

#### Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño

Las fuerzas laterales usadas para el diseño de los elementos deben ser aplicadas en el centro de masa de cada nivel y se usará una distribución en altura proporcional a la obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuestas en la dirección bajo consideración

#### Modos de vibración

Es la respuesta de aceleración de la estructura, según su masa y rigidez, ante la ocurrencia de un sismo. Se debe tener en cuenta que para el análisis estático incremental, en la aproximación fuerza - deformación se debe considerar un participación de la masa modal mayor del 90 %.

#### Rótula Plástica

Rótula plástica se denomina al efecto que produce la fluencia de los elementos estructurales (vigas o columnas) en el punto donde la capacidad de resistencia del elemento fue excedida y no en toda la longitud continua del elemento Flores Teodorico (2013,pp.20). Se espera que la formación de la rótula plástica ocurra en un lugar determinado que se obtienen con el cálculo de la longitud plástica del elemento estructural.

#### Longitud plástica

La longitud plástica es la longitud entre la superficie perpendicular articulada al elemento donde se forma la rótula plástica sea viga o columna (Priestley, 1996):

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye} d_{bl} \geq 0.044f_{ye} d_{bl}$$

Donde,

$F_{ye}$ , es el punto de fluencia de las barras de refuerzo

$d_{bl}$ , es el diámetro de la barra longitudinal

Análisis Estático no Lineal Incremental: Pushover

Con programa de análisis tridimensional extendido y diseño de edificaciones, **ETABS**, se ha realizado Análisis Estático no Lineal Incremental: Pushover de la estructura para verificar el cumplimiento de la normativa correspondiente a edificaciones esenciales como son las Instituciones Educativas; Para tal efecto, se ha utilizado el Expediente Técnico de dicho módulo, realizando los siguientes pasos:

- Sobre la estructura modelada para el análisis estático y dinámico
- Crear el patrón de cargas lateral
- Crear la carga pushover en la dirección X y en la dirección Y
- Asignación de rótulas plásticas
- Asignación de la distancia relativa para la formación de las rótulas plásticas en vigas
- Definición de la carga actuante y las condiciones de las fuerzas actuantes en las columnas
- Definición de la carga actuante y las condiciones de las fuerzas actuantes en las vigas
- Asignación de diafragmas
- Asignación de la carga monotónicas para el análisis pushover en la dirección x y en la dirección y
- Correr el programa





### III. RESULTADOS

#### III.1. Primer objetivo

Verificar el diseño estructural mediante el modelamiento de la estructura utilizando los parámetros de la norma de diseño sísmo resistente E.030.

El análisis se aplicó al módulo III de la Institución Educativa N° 821201 Pampas de Chamaní, distrito de Asunción, provincia de asunción, región Cajamarca,

En las Figuras 9 y 10, se muestran en planta de los dos niveles de esta edificación y en la figura 11 se muestra la elevación típica de dicho módulo.

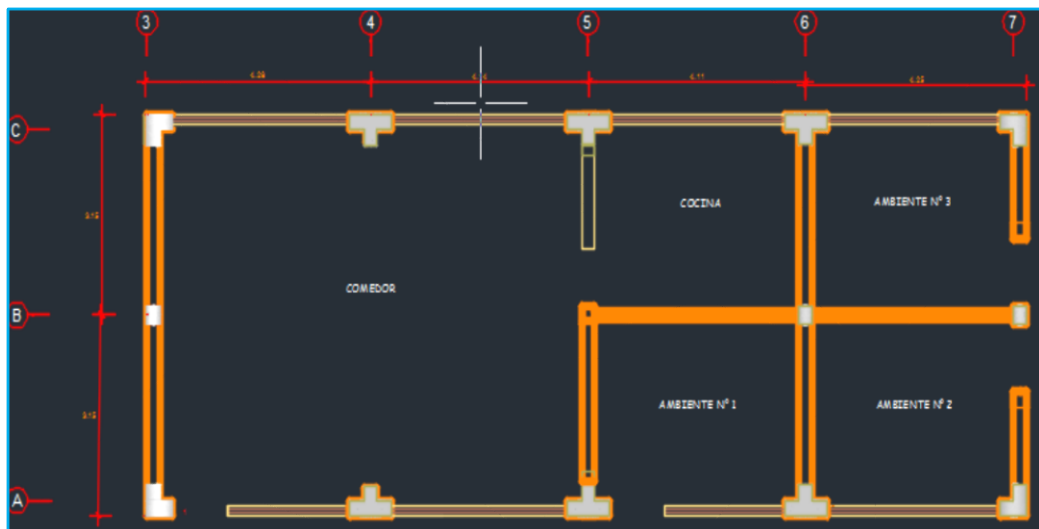


Figura 9. Planta del primer nivel de la edificación

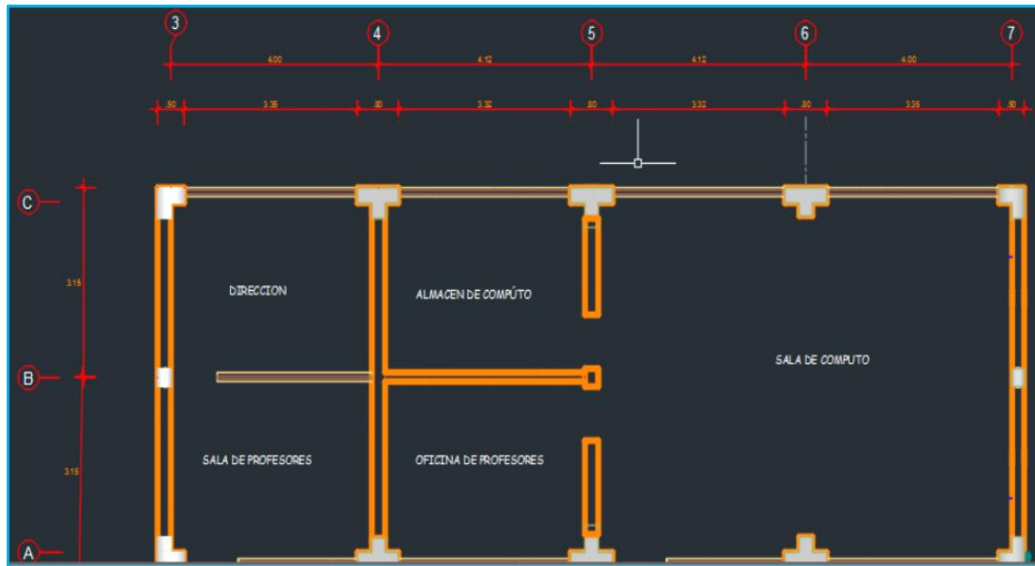


Figura 10. Planta del segundo nivel de la edificación

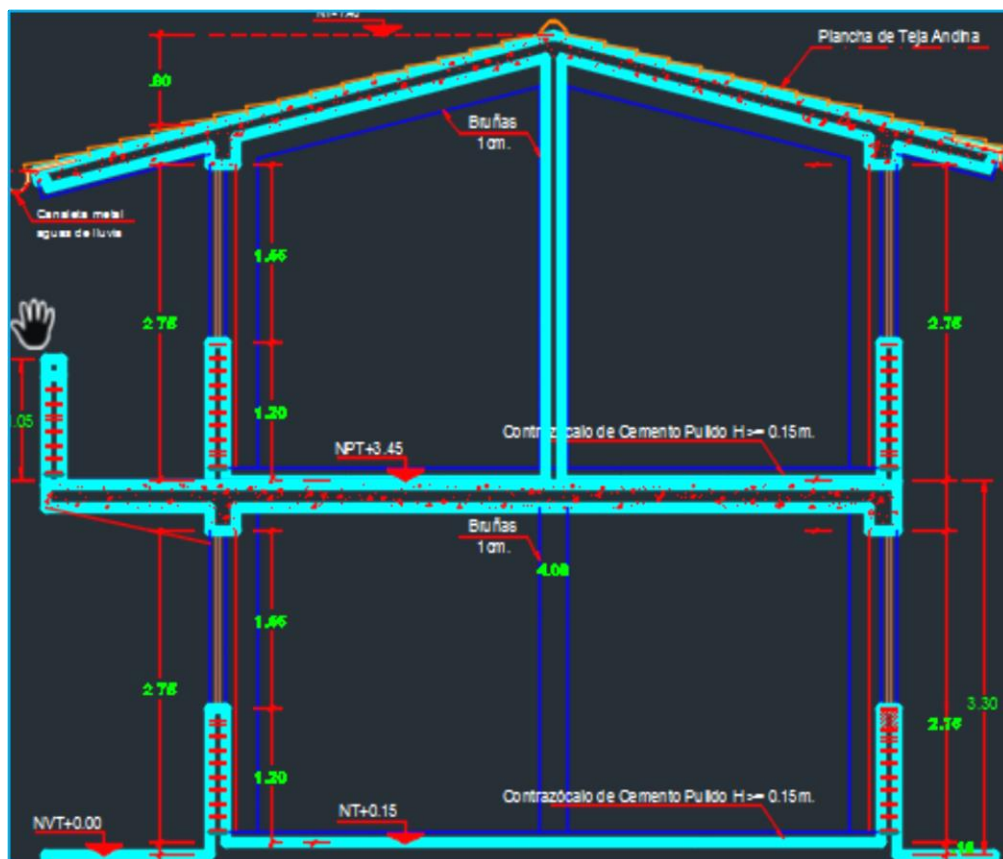


Figura 11. Elevación principal de la edificación

## Propiedades de los materiales utilizados en la edificación

- Concreto
  - Resistencia a la compresión :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
  - Módulo de elasticidad del concreto :  $Ec = 15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
  
- Acero
  - Resistencia a la fluencia :  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - Módulo de elasticidad del acero :  $Es = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
  
- Muro de albañilería
  - Resistencia a la compresión en muretes:  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
  - Unidad de albañilería : Ladrillo K-K tipo IV  $140 \text{ Kg/cm}^2$
  - Resistencia a cortante en muretes :  $vm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
  - Módulo de elasticidad :  $Em = 500 f'm = 32500 \text{ kg/cm}^2$
  - Espesor del muro :  $25 \text{ cm}$

Especificaciones del diseño de la estructura basada en la norma E.030  
diseño sismo resistente:

- Categoría de edificación :  $A_2$  (Instituciones educativas)
- Sistema estructural : Aporticado
- Factor de uso o importancia (U) : 1.5
- Zona : 3
- Factor de Zona (Z) : 0.35
- Factor de reducción ( $R_0$ ) : 8
- Factor de suelo ( $S_2$ ) : 1.15
- Periodo TP ( $S_2$ ) : 0.6
- Periodo TL ( $S_2$ ) : 2.0
- Factor de amplificación sísmica (C) : Variable según periodo (T).

Elementos estructurales de la edificación

## Columnas

### Detalle de las columnas

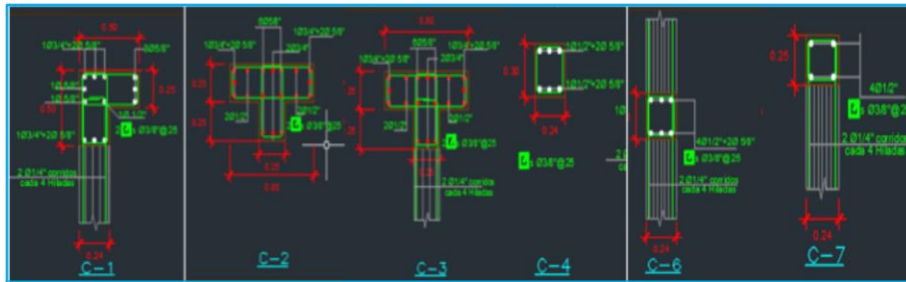


Figura 12. Detalle de las dimensiones de las columnas y el acero de refuerzo

### Detalle de las Vigas

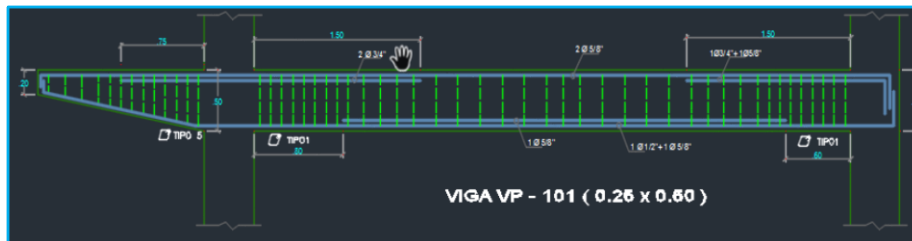


Figura 13. Detalle de las dimensiones de la viga VP-101 y el acero de refuerzo

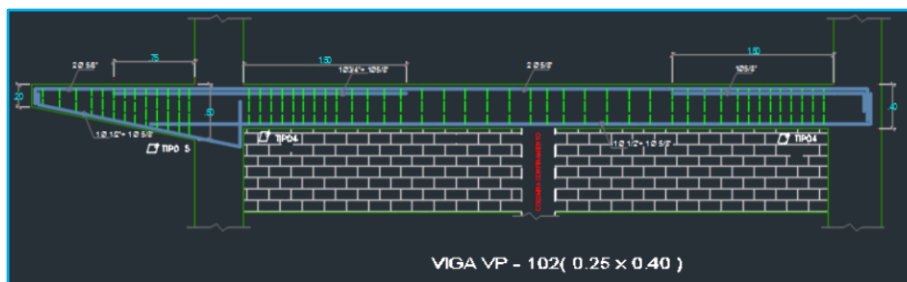


Figura 14. Detalle de las dimensiones de la viga VP-102 y el acero de refuerzo

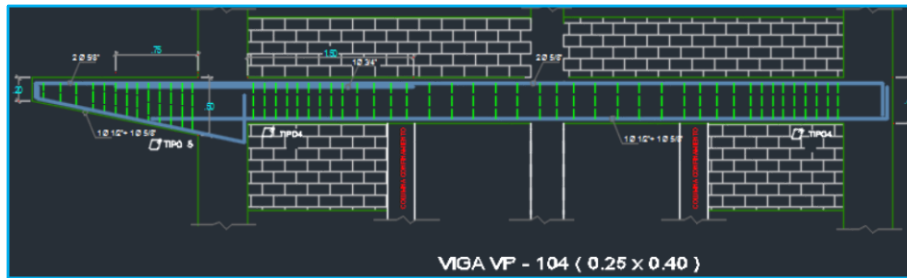


Figura 12. Detalle de las dimensiones de la viga VP-104 y el acero de refuerzo

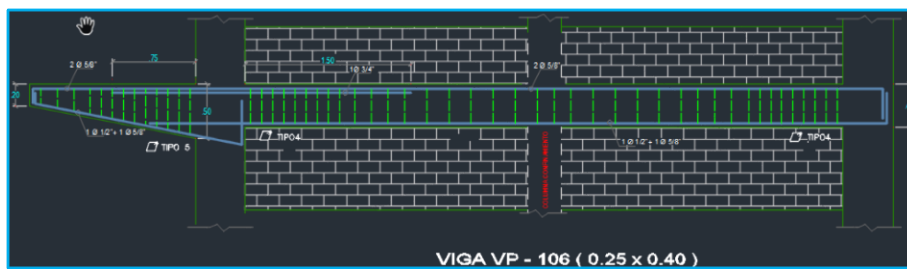


Figura 15. Detalle de las dimensiones de la viga VP-106 y el acero de refuerzo

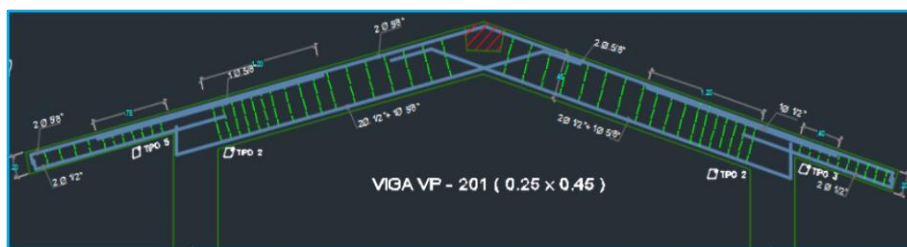


Figura 16. Detalle de las dimensiones de la viga VP-201 y el acero de refuerzo

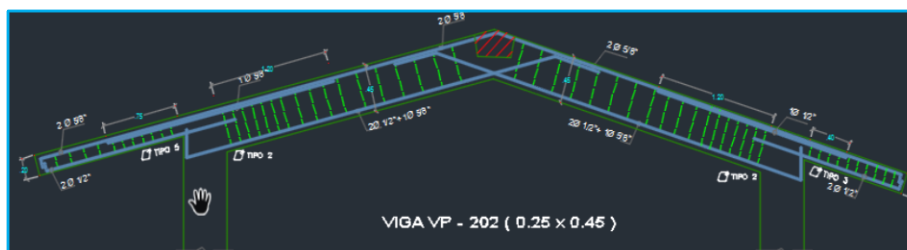


Figura 17. Detalle de las dimensiones de la viga VP-202 y el acero de refuerzo

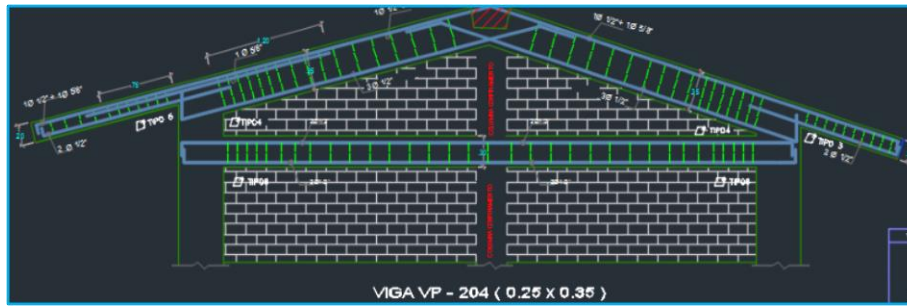


Figura 18. Detalle de las dimensiones de la viga VP-204 y el acero de refuerzo

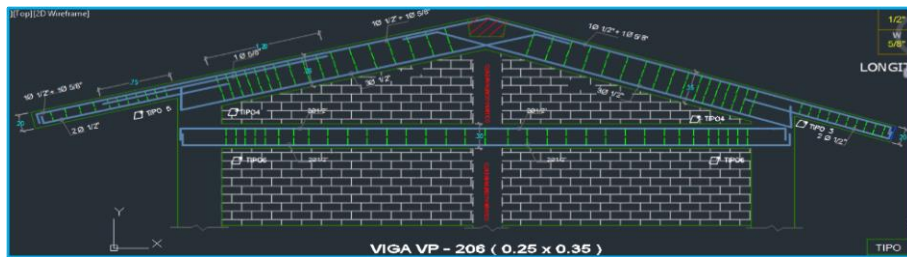


Figura 19. Detalle de las dimensiones de la viga VP-206 y el acero de refuerzo

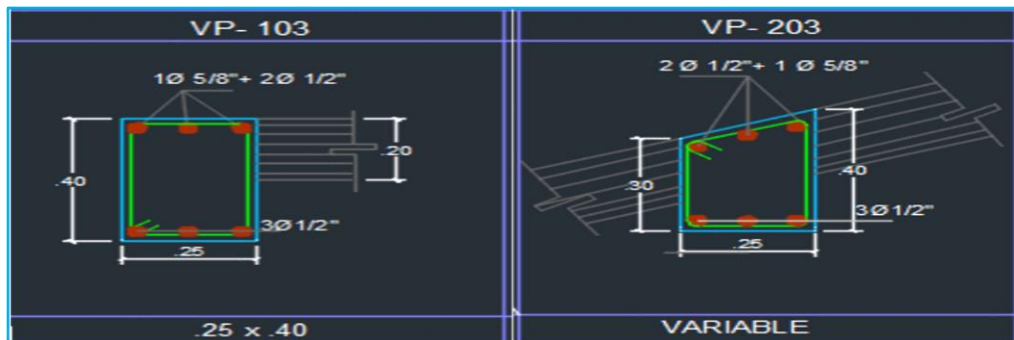


Figura 20. Detalle de las dimensiones de la viga VP-103 y VP-203 y su respectivo acero de refuerzo



Figura 21. Detalle de las dimensiones de la viga VS-01, VS-02 Y V-CU y, su respectivo acero de refuerzo

Tabla N°2. Detalle del acero en columnas

Columna	Barra longitudinal	Estribo
C-1	$2\Phi \frac{3}{4}'' + 9\Phi \frac{5}{8}'' + 1\Phi \frac{1}{2}''$	$2\Phi \frac{3}{8}'' @.05$
C-2	$4\Phi \frac{3}{4}'' + 10\Phi \frac{5}{8}'' + 1\Phi \frac{1}{2}''$	$2\Phi \frac{3}{8}'' @.05$
C-3	$4\Phi \frac{3}{4}'' + 10\Phi \frac{5}{8}'' + 4\Phi \frac{1}{2}''$	$2\Phi \frac{3}{8}'' @.05$
C-4	$4\Phi \frac{5}{8}'' + 2\Phi \frac{1}{2}''$	$\Phi \frac{3}{8}'' @.05$
C-6	$2\Phi \frac{5}{8}'' + 4\Phi \frac{1}{2}''$	$\Phi \frac{3}{8}'' @.05$
C-7	$4\Phi \frac{1}{2}''$	$\Phi \frac{3}{8}'' @.05$

Tabla N°3. Detalle del acero en columnas

Viga	Barra longitudinal	Estribo
VP-101 @.20	3Φ ¾" + 5 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2"	3/8" <a href="#">1@.05,8@.08</a> , <a href="#">4@.15,rto</a>
VP-102 @.20	1Φ ¾" + 5 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VP-103 @.20	1 Φ 5/8" + 5 Φ 1/2"	3/8" <a href="#">1@.05,4@.10</a> , <a href="#">4@.15,rto</a>
VP-104 @.20	1Φ ¾" + 3 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VP-106 @.20	1Φ ¾" + 3 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VP-201 @.20	4 Φ 5/8" + 2 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,6@.10, <a href="#">4@.15,rto</a>
VP-202 @.20	4 Φ 5/8" + 2 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,6@.10, <a href="#">4@.15,rto</a>
VP-203	1 Φ 5/8" + 3 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,rto@.10
VP-204 @.20	2 Φ 5/8" + 4 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VP-206 @.20	2 Φ 5/8" + 4 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VCU <a href="#">3@.15,rto</a> @.20	6 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10,
VS-01 ¼"@.20	4 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,4@.10, <a href="#">3@.15,rto</a>
VS-02	2 Φ 3/8"	1/4" 1@.05,4@.10,rto @.20
VCH-01	1Φ 5/8" + 4 Φ 1/2"	3/8" 1@.05,rto@.10

Cargas sísmicas de acuerdo a la norma E.020de cargas



- Carga Muerta:
  - Losa aligerada de 0.20 m. de espesor : 300 Kg/m<sup>2</sup>
  - Tabiquería : 150 Kg/m<sup>2</sup>
  - Tabiquería último nivel : 100 Kg/ m<sup>2</sup>
  - Acabados : 100 Kg/ m<sup>2</sup>
- Carga viva
  - Oficinas, salas de lectura : 300 Kg/m<sup>2</sup>
  - Corredores, escaleras : 400 Kg/m<sup>2</sup>
  - Azoteas con inclinación no mayor a 3° : 100 Kg/ m<sup>2</sup>

### Modelamiento de la estructura en ETABS

siguió el siguiente procedimiento:

En la opción nuevo modelo, se seccionó el sistema MKS, que es el Sistema Internacional de Medidas, cuyas unidades de medida son el metro, el kilogramo y el segundo. Asimismo, se definió las grillas en la cantidad y dimensiones necesarias para configurar el modelo.

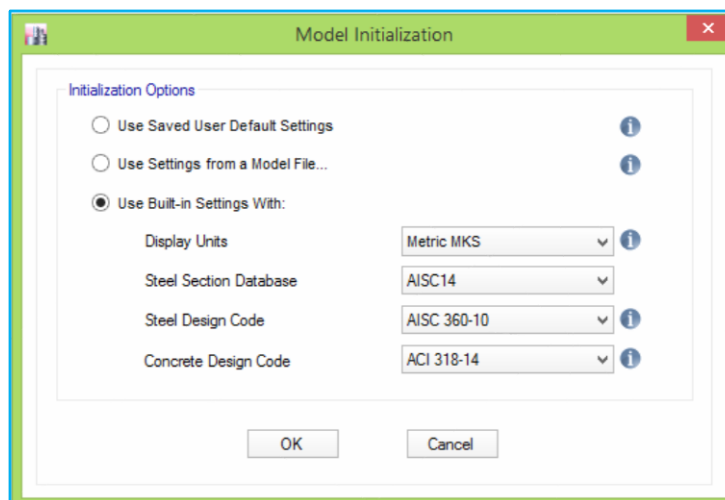


Figura 22. Asignación del sistema de unidades de medida para la creación del modelo

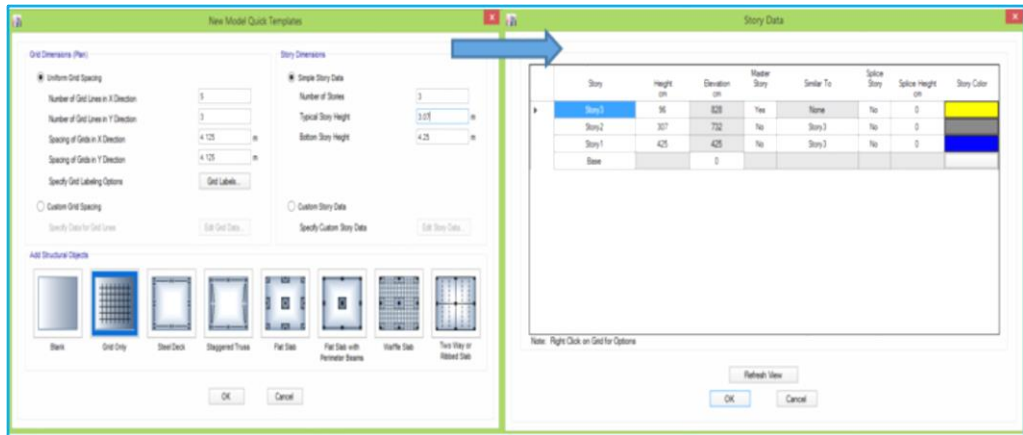


Figura 23. Asignación de del sistema de unidades de medida para la creación del modelo

### Definición de materiales

Se definieron los siguientes materiales: Concreto, acero, muro de albañilería y las losas del primer y segundo piso conforme a las propiedades de los materiales usados en la edificación.

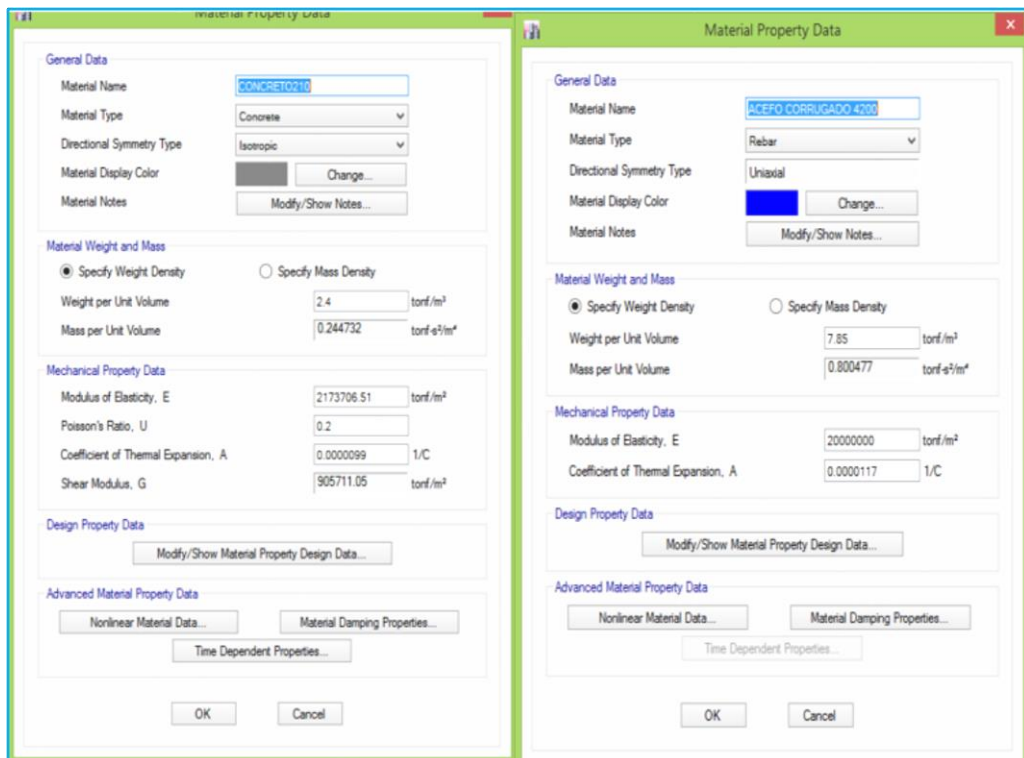


Figura 24. Definición de las propiedades del concreto y el acero de refuerzo

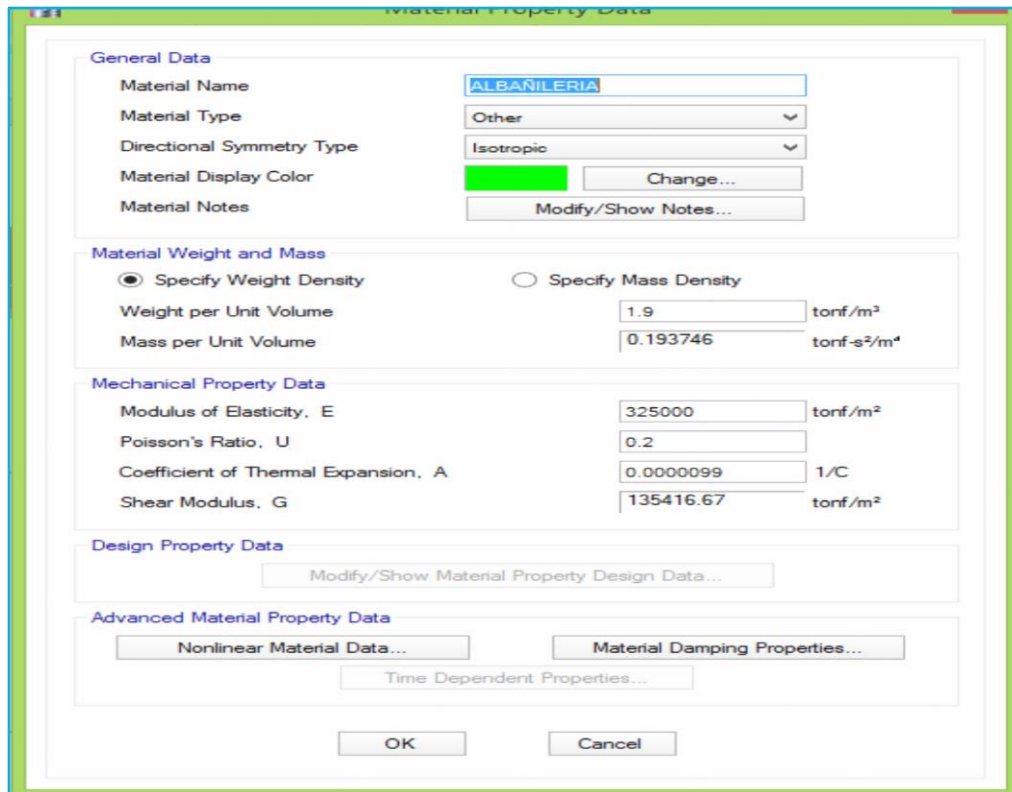


Figura 25. Definición de las propiedades del muro de albañilería

Definición de secciones de los elementos estructurales vigas, columnas y muros.

Transformación de la columna tipo L en su equivalente cuadrada

La Columna Tipo L, según el diseño mostrado en los planos de la estructura tiene una longitud de 52.5 cm en la dirección X y =27.5 cm en la dirección Y, y un ancho de 25 cm en cada lado, obteniéndose una columna cuadrada de sección transformada de 45 cm en cada lado como se muestra en la tabla N° 15.

Tabla N°4. Columna equivalente

Columna	Área de la sección cm <sup>2</sup>	Área de acero cm <sup>2</sup>
Columna tipo L	2000	168.75
Columna equivalente	2000	168.75

## Definir columnas y vigas

En el ETABS, en la ventana Define Section Properties Frame Section, (definir la sección y las propiedades de los marcos) se ha definido los elementos estructurales cuyas dimensiones y detalle se han presentado en la Fig. N°12 y la Tabla N°03 En el modelamiento de la estructura se asignaron las Labels propiedades a cada uno de los elementos estructurales tipo marco; se muestra el procedimiento seguido para la columna C-4 que es repetitivo en cada uno de los elementos estructurales tipo marco.

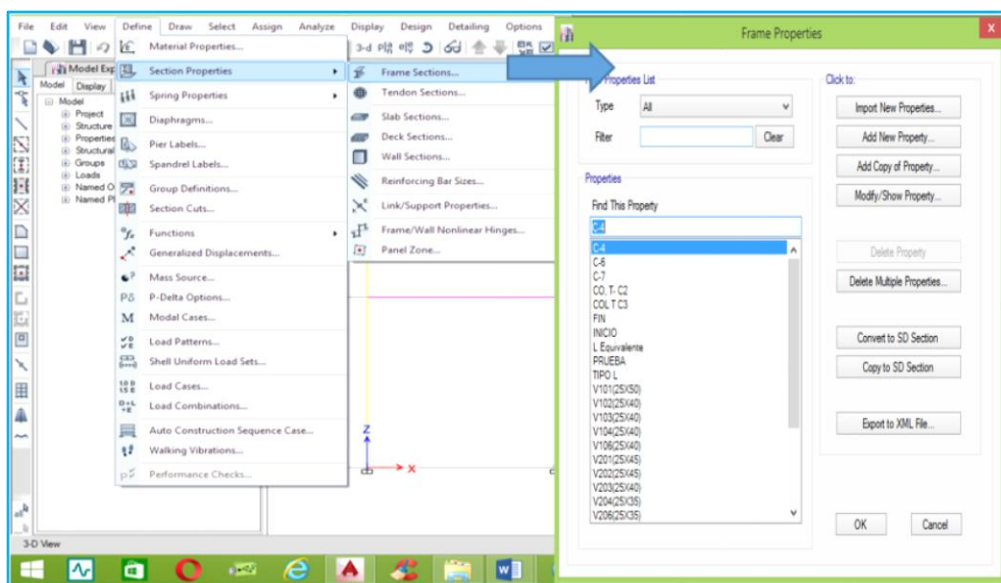


Figura 26. Definición de las secciones de los elementos estructurales vigas y columnas tipo marco

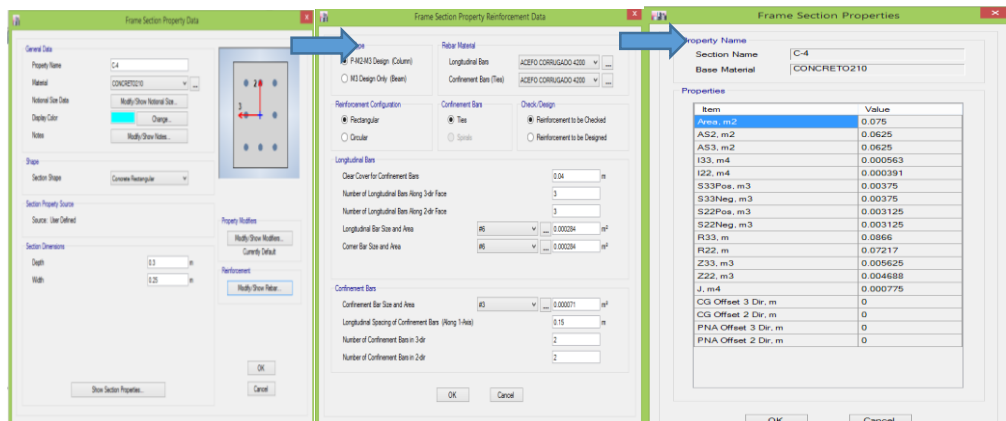


Figura 27. Datos de las propiedades de la sección del elemento estructural C-4

Tabla 5. propiedades de la sección de los elementos estructurales tipo marco

Elemento	sección (cm <sup>2</sup> )	área acero (cm <sup>2</sup> )	% acero en sec. del elemento
C-1	2025	34.203	1.7
C-2	2625	6.451	2
C-3	2650	56.451	2
C-4	750	22.802	3
C-6	750	12.668	1.6
C-7	625	15.835	2.5
VP-101	1250	14	1.1
VP-102	1000	9.14	0.91
VP-103	1000	8.3	0.83
VP-104	1000	7.21	0.72
VP-106	1000	7.21	0.72
VCU	736	7.6	1.03
V- (30x25)	750	5.0	0.66
VP-201	1125	9.7	0.86
VP-202	1125	9.7	0.86
VP-203	1000	8.3	0.83
VP-204	875	7.0	0.80
VP-206	875	7.0	0.80

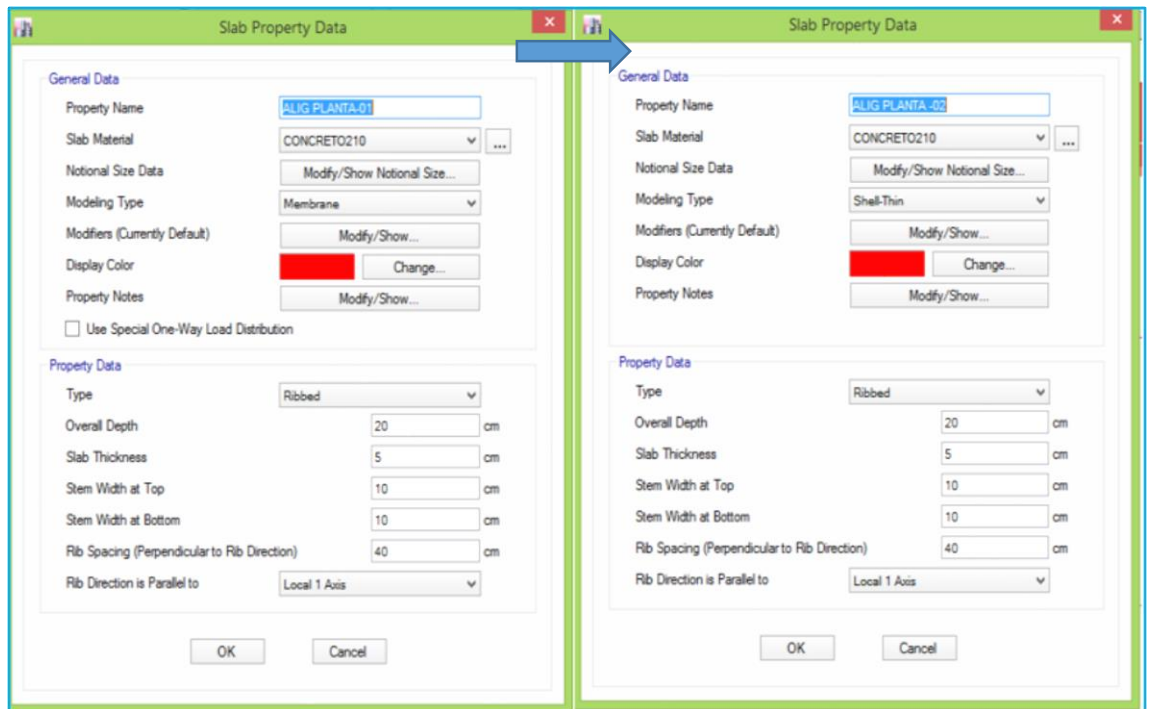


Figura 28. Propiedades de las losas del primer y segundo nivel

En la ventana define Wall Section properties (propiedades de la pared), en Wall Property, se definen las propiedades de la pared: material de albañilería y el Modeling Type (tipo de modelado) Shell-Thin (delgado)

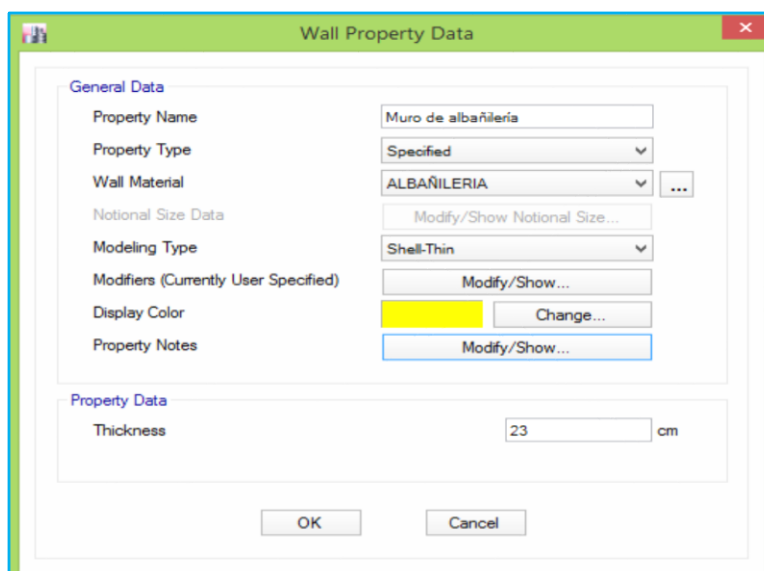


Figura 29. Propiedades de las losas del primer y segundo nivel

Asignación de brazos rígidos

Para la asignación de brazos rígidos se seleccionan todos los elementos estructurales y en la ventana Assign en Frame end length offsets se asignó una conexión automática de un factor de rigidez de 1.

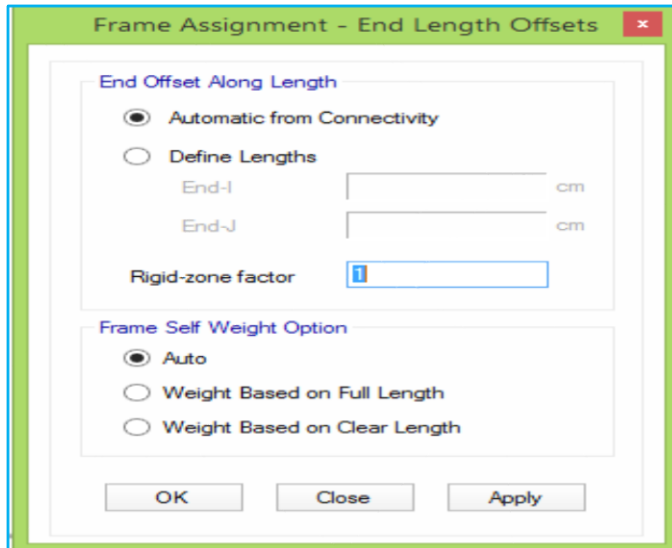


Figura 30. Asignación de brazo rígido en los elementos estructurales tipo marco

#### Definición de cargas para el análisis estático

Se han definido las siguientes cargas: Carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y. Para la carga muerta se asigna un multiplicador de peso propio de 1 mientras que para las otras cargas es cero; en el caso de las cargas por sismo se le asigna un coeficiente que depende del factor de zona (Z), el factor de uso (U), el tipo de la edificación el suelo el factor de reducción (R) y el factor de amplificación sísmica (C): En X = 0.18867 y En y = 0.18867, asimismo, se debe activar la excentricidad en la dirección de la carga de sismo correspondiente, con una proporción del 0.05.

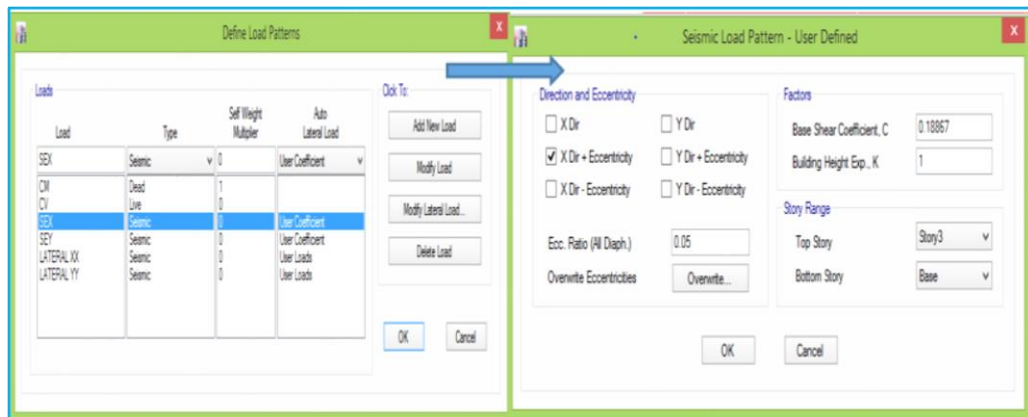


Figura 31. Carga de sismo en X

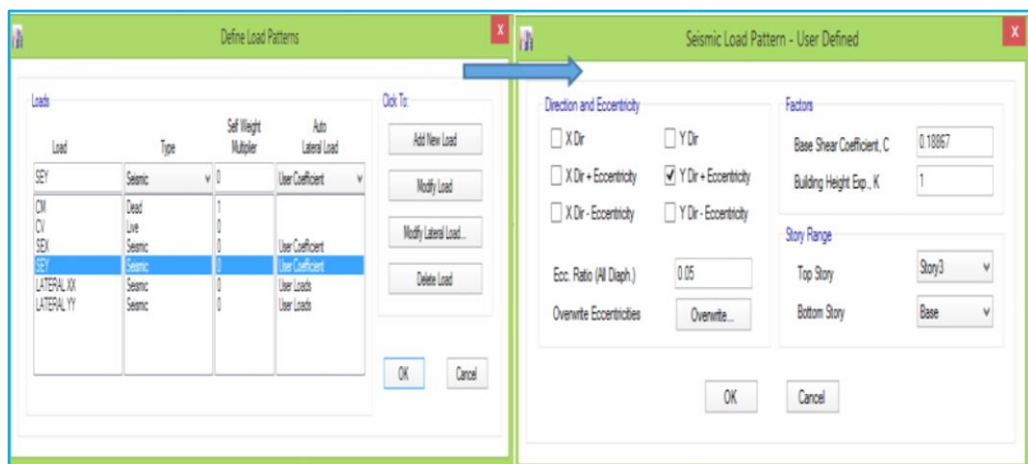


Figura 32. Carga de sismo en y

### Definición de la masa

En la ventana Define y Mass Source, se activó la masa de los elementos propios (CM=1) y se adicionó la carga viva en una proporción de 0.5, tal como lo indica la norma peruana Sismo Resistente E.030, para el caso de edificaciones esenciales.

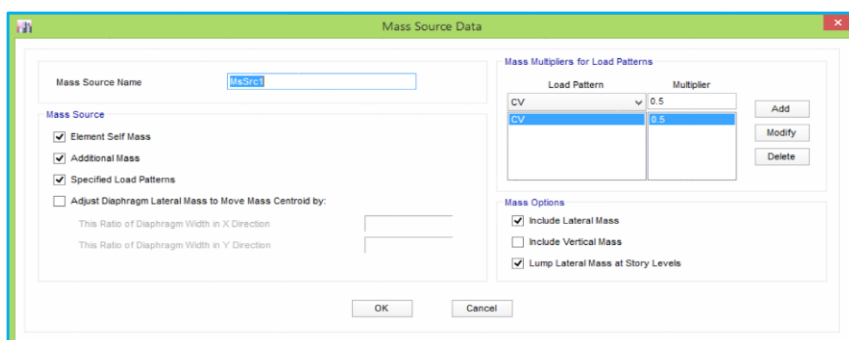


Figura 33. Asignación de masas



## Asignación de cargas

En la ventana Assign Shell Loads Uniform (asignar una carga uniformemente distribuida), se asignó el peso de la losa aligerada de 0.20 m es de  $300 \text{ kg/m}^2$ ,  $100 \text{ kg/m}^2$  de acabados y  $150 \text{ kg/m}^2$  de tabiquería para la losa del primer nivel y el peso de la losa aligerada de  $300 \text{ kg/m}^2$  y  $100 \text{ kg/m}^2$  de acabados para la losa del último nivel. Asimismo, siguiendo este mismo procedimiento, se asignó la carga viva en la losa del primer nivel una carga viva de  $350 \text{ kg/m}^2$  para los ambientes de sala de cómputo y otros y  $400 \text{ kg/m}^2$  en el pasadizo; y, en la losa del último nivel, de  $100 \text{ kg/m}^2$ , según lo estipulado en la norma peruana E.020 cargas.

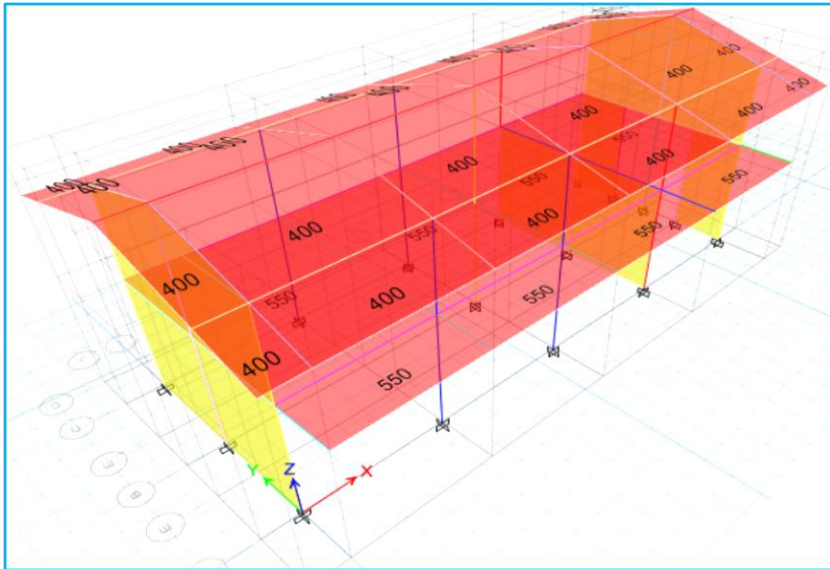


Figura 34. Modelo con la asignación de cargas muertas en losas del primer y segundo piso

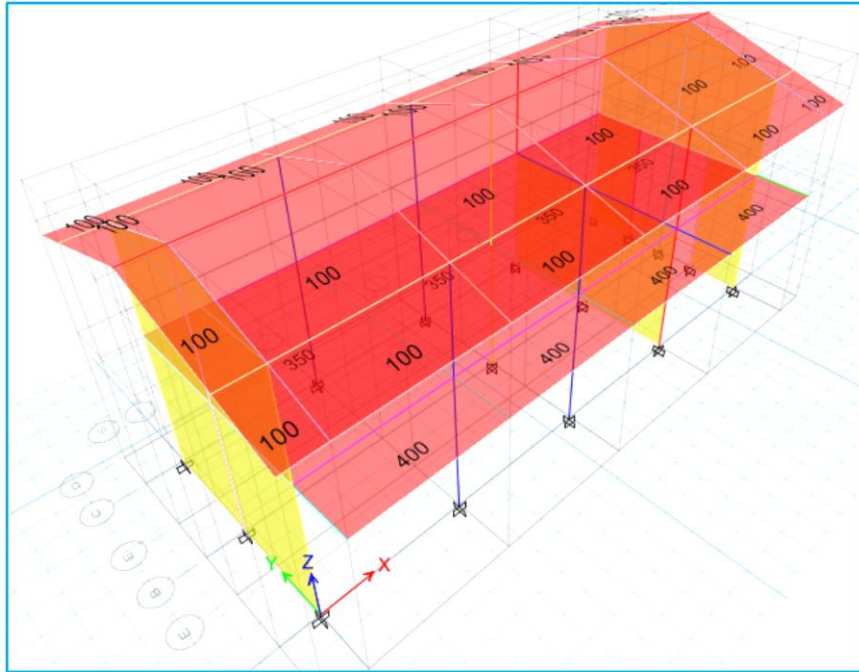


Figura 35. Modelo con la asignación de cargas vivas en losas del primer y segundo piso

### II.1.1. Resultados del Análisis Sísmico Estático

Se corre el programa para obtener el Análisis Estático verificándose que la estructura cumple con el desplazamiento permisible máximo (0.007) indicado en la norma de diseño sismo resistente E.030.

Tabla 6. Desplazamiento máximo por piso en la dirección x

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva * 0.75 R	< 0.007
3	SEX	X	0.000317	0.001902	Cumple
2	SEX	X	0.000417	0.002502	Cumple
1	SEX	X	0.000517	0.003102	Cumple

Tabla 7. Desplazamiento máximo por piso en la dirección Y

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva * 0.75 R	< 0.007
3	SEY	Y	0.000627	0.003762	Cumple
2	SEY	Y	0.000869	0.005214	Cumple
1	SEY	Y	0.000939	0.005634	Cumple

## II.1.2. Resultados del Análisis Sísmico Dinámico

Para el análisis sísmico dinámico, se siguió los siguientes pasos:

Definición del caso modal de la estructura

En la ventana Define, Modal Cases (caso modal), se asigna el número de modos que guarda relación con el número de pisos de la edificación. Se considera tres modos por piso; es decir debe tener un máximo de seis modos y un mínimo de tres, asimismo también se le asignó el sub tipo del caso modal como vectores Eigen y en caso que no se llegue a un 90 % de masa participativa se usará la opción Ritz que trabaja con mayor precisión.

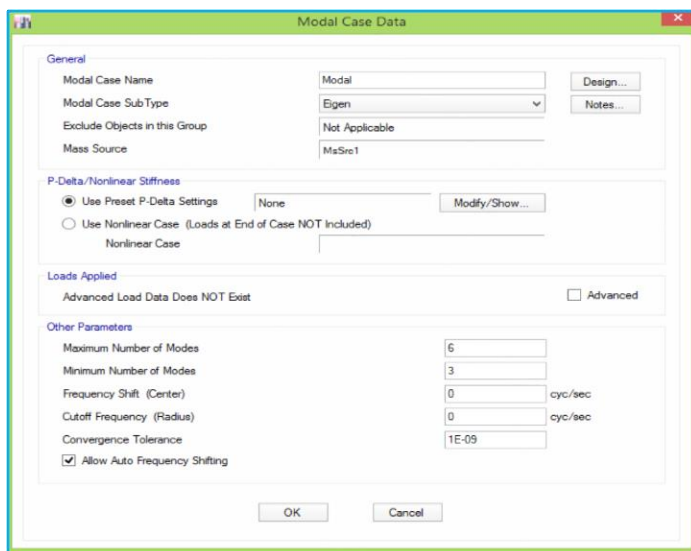


Figura 36. Asignación de los modos de participación para el análisis modal.

Cargar el espectro de respuesta

En la ventana Define Functions Response Spectrum (Definir función de espectro de respuesta), cargada desde el ETABS Perú NTE E.30 2014

para la Zona Sísmica ( $Z=3$ ), Categoría Ocupacional (A2), suelo intermedio ( $S=2$ ), factor de uso o importancia (U), factor de suelo ( $S_2$ ), periodo TP ( $S_2$ ) y periodo TL ( $S_2$ ), sin castigar la proporción por irregularidad por tratarse de una estructura regular, con un factor de amplificación sísmica de acuerdo al periodo y el factor de reducción  $R_0=8$ . Asimismo, se ha cargado el espectro de la norma con las mismas propiedades antes indicadas, pero sin castigarlo.

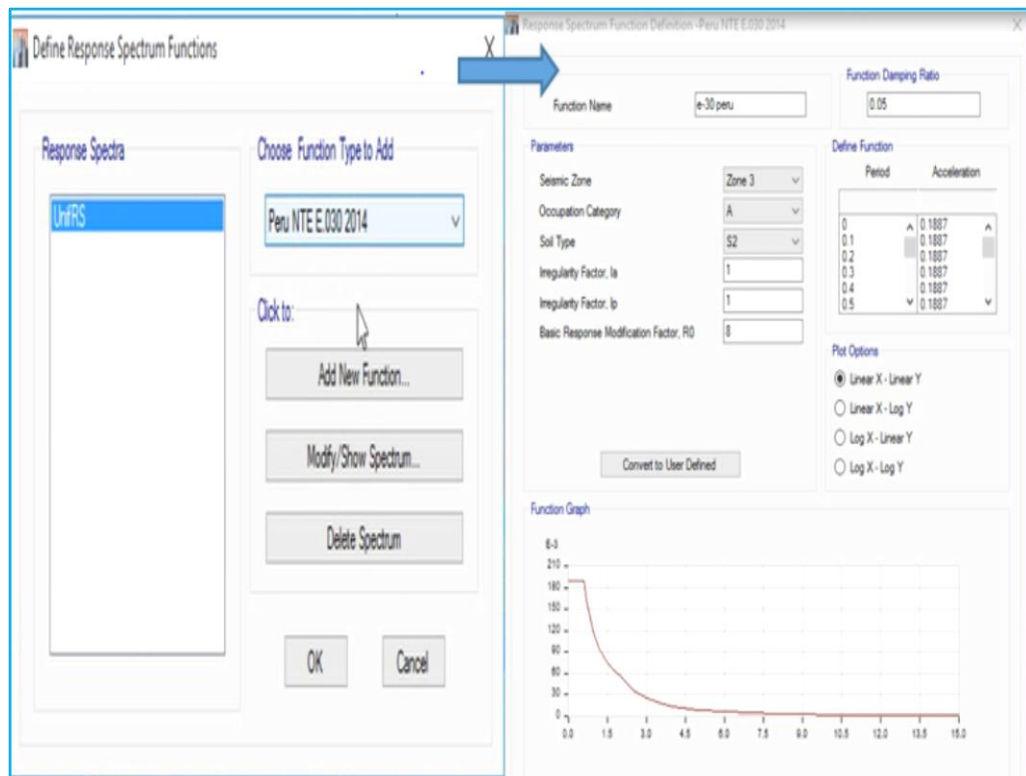


Figura 37. Asignación del espectro de respuesta de la norma peruana de diseño sismo resistente NTE E.030 2014.

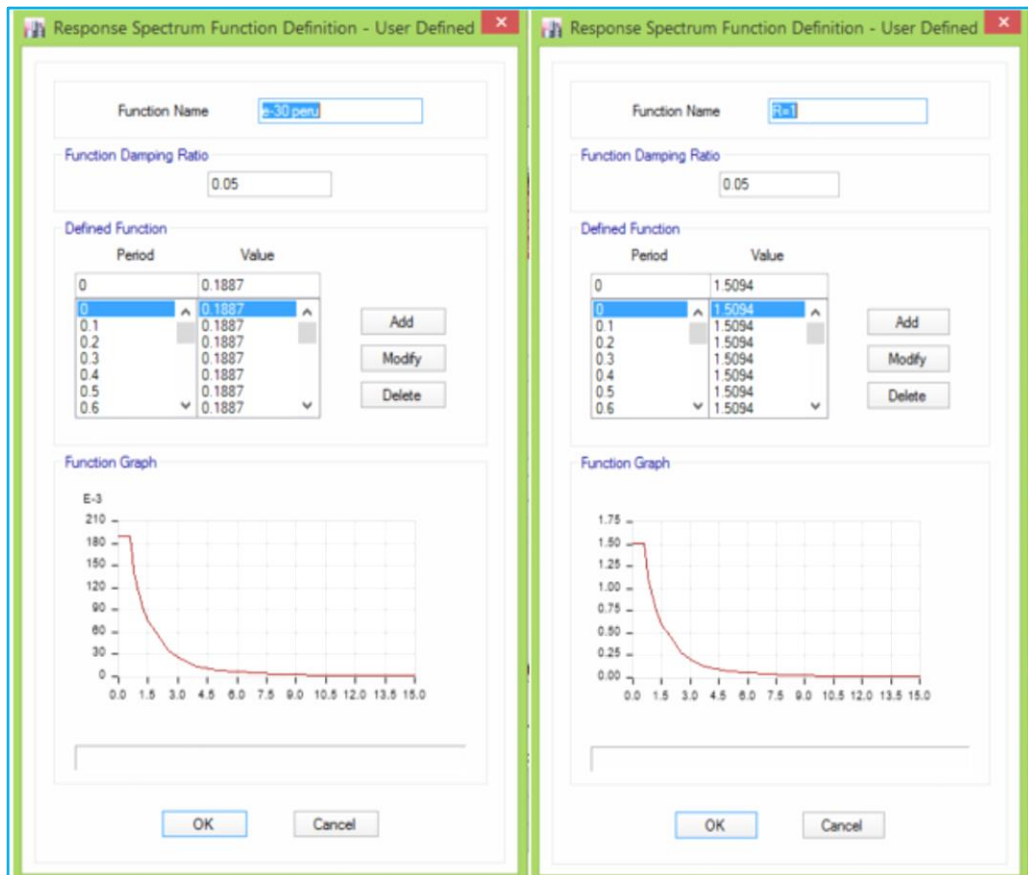


Figura 38. Espectros de respuesta de la norma peruana de diseño sismo resistente con  $R_0=8$  y  $R_0=1$  NTE E.030 2014.

Asignar los casos de carga sísmica en X y los casos de carga en Y.

En la ventana Define Load Cases (definir casos de carga), se crean los casos de sismo dinámico en X (SDX) y sismo dinámico en Y (SDY), que son tipos de carga de respuesta espectral -Response Spectrum (espectro de la norma peruana de diseño sismo resistente E.30)-, asignada para el análisis. El SDX responde a la aceleración en la dirección X (U1) y en la dirección Y (U2), con un factor de escala equivalente a la aceleración de la gravedad y a una proporción de 0.3, respectivamente; y, a la inversa, cuando se trata de SDY. También se activa el caso de carga modal, la opción CQC (cúbica cuadrática completa), como método de combinación modal y la opción SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), como tipo de combinación direccional; tal como lo estipula la norma peruana.

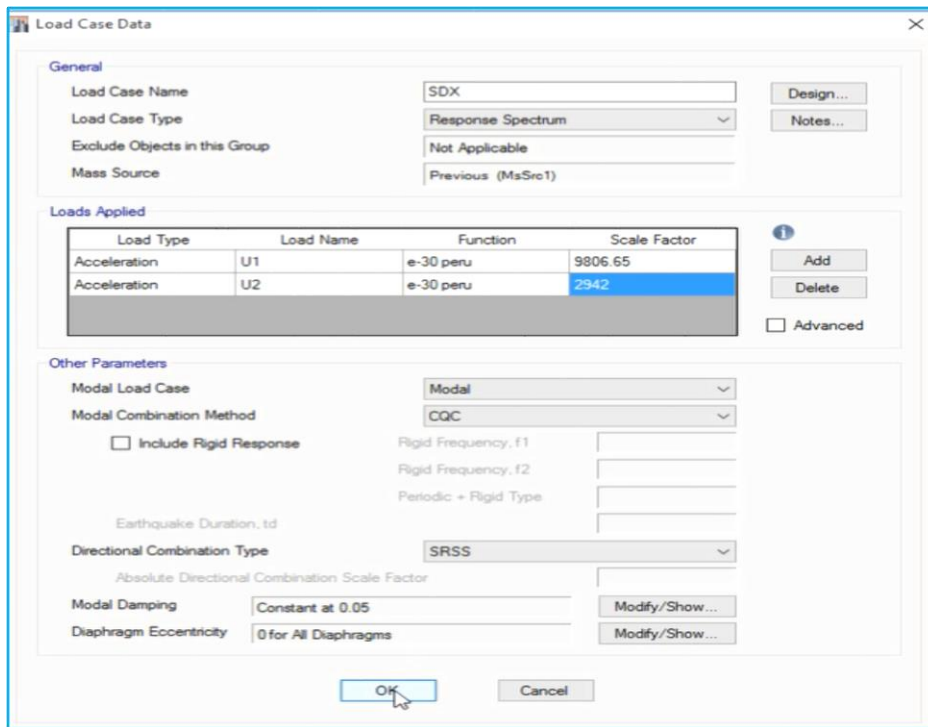


Figura 39. Asignación del caso de carga Sismo dinámico en X

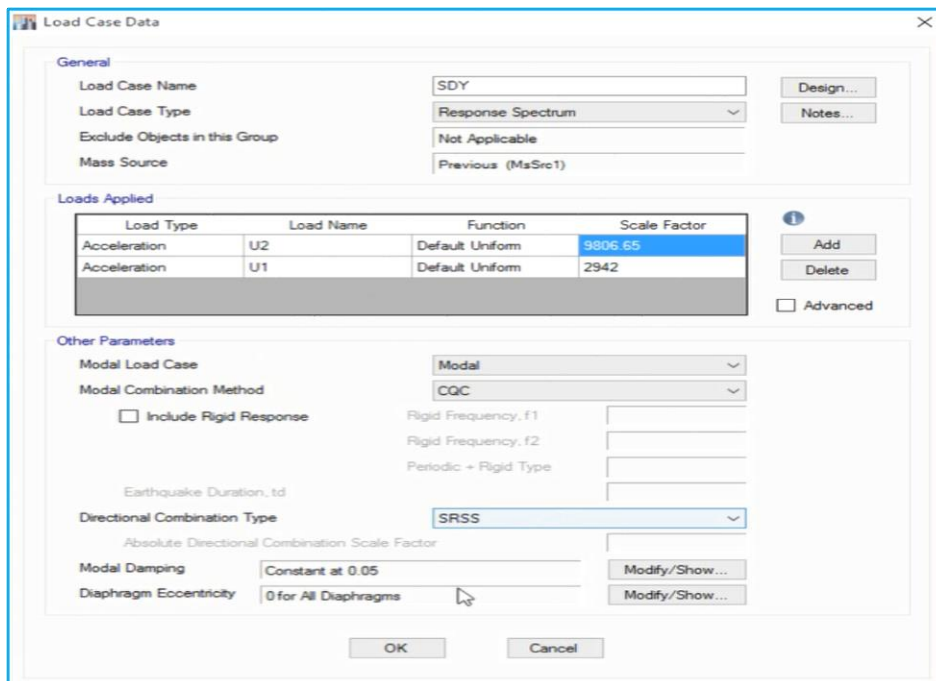


Figura 40. Asignación del caso de carga Sismo dinámico en Y

Se corre el programa para realizar el Análisis Sísmico Dinámico mediante el cual se ha verificado que la estructura cumple con la distorsión del entrepiso (0.007) indicado en la norma de diseño sismo resistente E.030.

Tabla 8. Distorsión máxima del entre piso en la dirección X

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva * 0.75 R	< 0.007
3	SDX Max	X	0.00055	0.003300	Cumple
2	SDX Max	X	0.000744	0.004464	Cumple
1	SDX Max	X	0.000934	0.005604	Cumple

Tabla 9. Distorsión máxima del entre piso en la dirección Y

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva * 0.75 R	< 0.007
Story3	SDY Max	Y	0.001098	0.006588	Cumple
Story2	SDY Max	Y	0.001701	0.010206	Cumple
Story1	SDY Max	Y	0.001951	0.011706	Cumple

Tabla 10. Cortante basal por pisos

Piso	Elevación cm	Localización	Xe-Dir	Ye-Dir	Xd-Dir	Yd-Dir
			Tonf	tonf	tonf	tonf
3	8.28	Base	0	0	0	0
2	7.32	Base	6.12	9.78	9.65	8.94
1	4.25	Base	18.33	29.16	31.31	30.81
0	0	Base	31.62	55.75	56.46	55.75

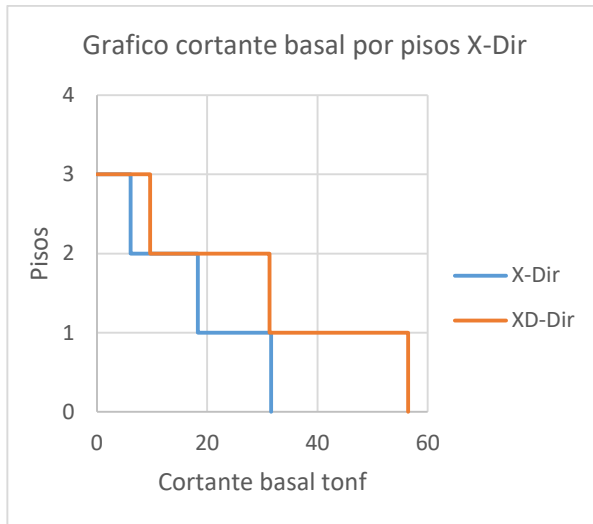


Figura 41 Cortante basal estática y dinámica en la dirección X

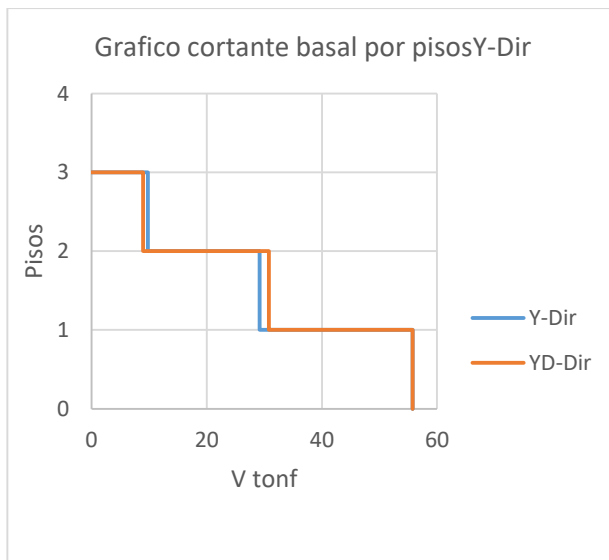


Figura 42: Cortante basal estática y dinámica en la dirección Y

Del resultado del análisis dinámico también se obtuvo el peso sísmico de la estructura y el período para cada caso modal.

$$\text{Peso sísmico (Ps)} = 327.70 \text{ tonf}$$



Tabla 11. Período de vibración de la estructura del caso modal y su valor en el espectro de respuesta cuando R=8

Modo	Período (s)	Valor
1	0.329	0.1887
2	0.283	0.1887
3	0.242	0.1887
4	0.088	0.1887
5	0.075	0.1887
6	0.06	0.1887

Del primer período se obtuvo el factor de escala (FE =0.1887) del espectro de respuesta para calcular la cortante estática (Ve) y la cortante dinámica (Vd) de la estructura.

$$Ve = Ps*FE = 61.84 \text{ tonf}$$

$$Vd = Ve*0.9 = 55.65 \text{ tonf}$$

Los valores de Vd deben ser iguales a las cortantes máximas extraídas del análisis de la estructura, caso contrario es necesario considerar un factor de escalamiento en SDX y en SDY.

Tabla 12. Cortante máxima del SDX y el SDY

Combinación Y (tonf) de caso de carga	Vd X (tonf)	Vd
SDX máx.	55.8739	16.7767
SDY máx.	16.8307	56.0791

Se ha calculado un factor de escalamiento (Fe) para ajustar el factor de escala de la carga SDX y la carga SDY, de modo que la cortante de dinámica (Vd) que es la cortante de diseño (VD), sea igual en a la VdX y VdY.

$$Fe \text{ en SDX} = Vd/VdX = 0.99605318$$

$$Fe \text{ en SDY} = Vd/VdX = 0.99240851$$

Tabla 13. Cortante máxima del SDX y el SDY con el factor de escala ajustado

Combinación de caso de carga	Vd X (tonf)	Vd Y (tonf)
SDX máx.	55.6533	16.7104
SDY máx.	16.7029	55.6534

Entonces la cortante de diseño VD es 55.65 tonf

Tabla 14 Porcentaje de participación de masa en los modos de vibración

Período	% masa X	% masa Y	% acum. X	% acum Y	% Rot Z	% acum Rot Z
0.32	0.02	90.64	0.02	90.64	3.68	3.68
0.27	2.13	3.37	2.15	94.01	89.60	93.29
0.24	93.09	0.02	95.23	94.02	1.94	95.22
0.09	0.00	5.96	95.23	99.98	0.00	95.22
0.08	0.12	0.00	95.36	99.98	4.58	99.80
0.06	4.62	0.00	99.98	99.98	0.18	99.98

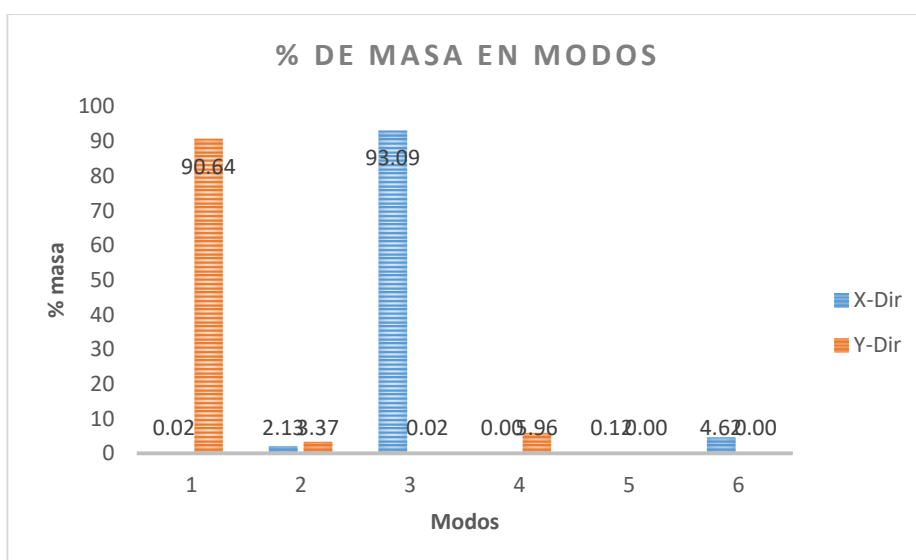


Figura 43. % de masa en los modos de vibración

### III.2. Objetivo 2

Realizar el análisis estático no lineal para verificar la predicción de ductilidad o distorsión de la estructura

Mediante el Análisis Estático Incremental (Pushover), se realizó el análisis de la estructura para cumplir con el segundo objetivo del estudio:

Crear el patrón de cargas lateral

En la ventana Define Load Patterns, crear una carga lateral en X y una carga lateral en Y, estas cargas son de tipo sísmicas que usarán lateralmente las cargas sísmicas dinámicas.

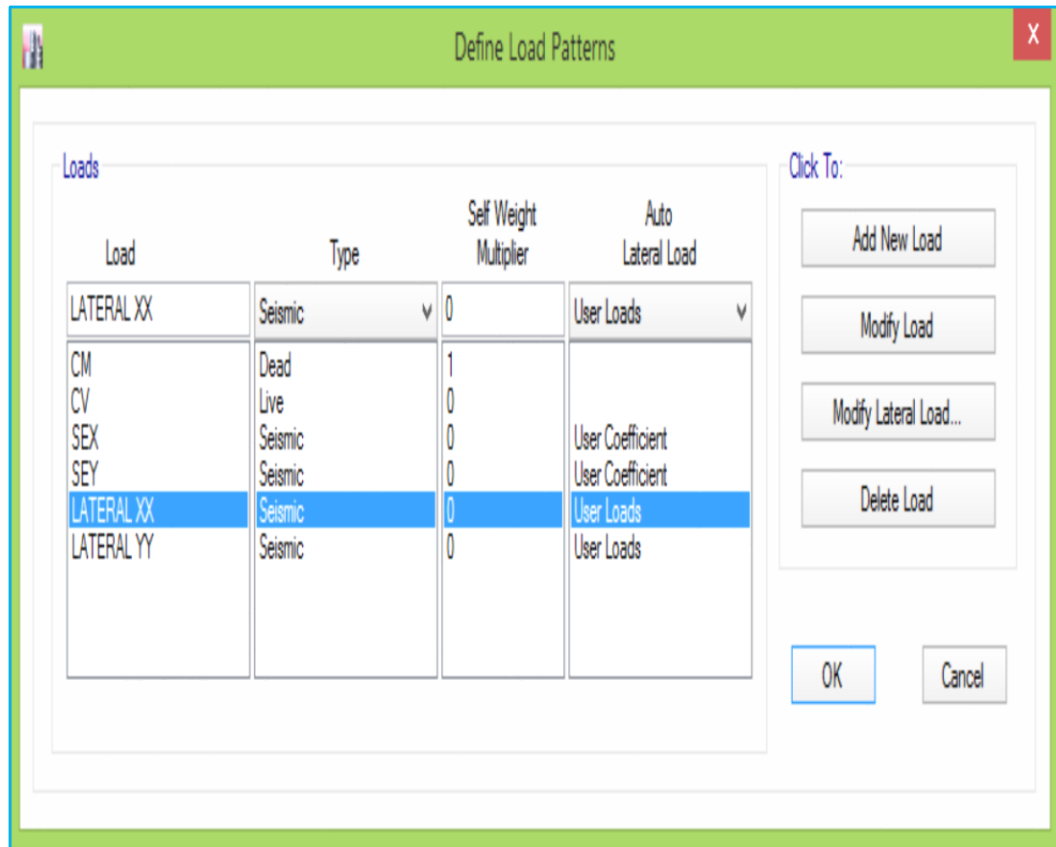


Figura 44. Selección de la carga lateral para la asignación de la carga monotónica

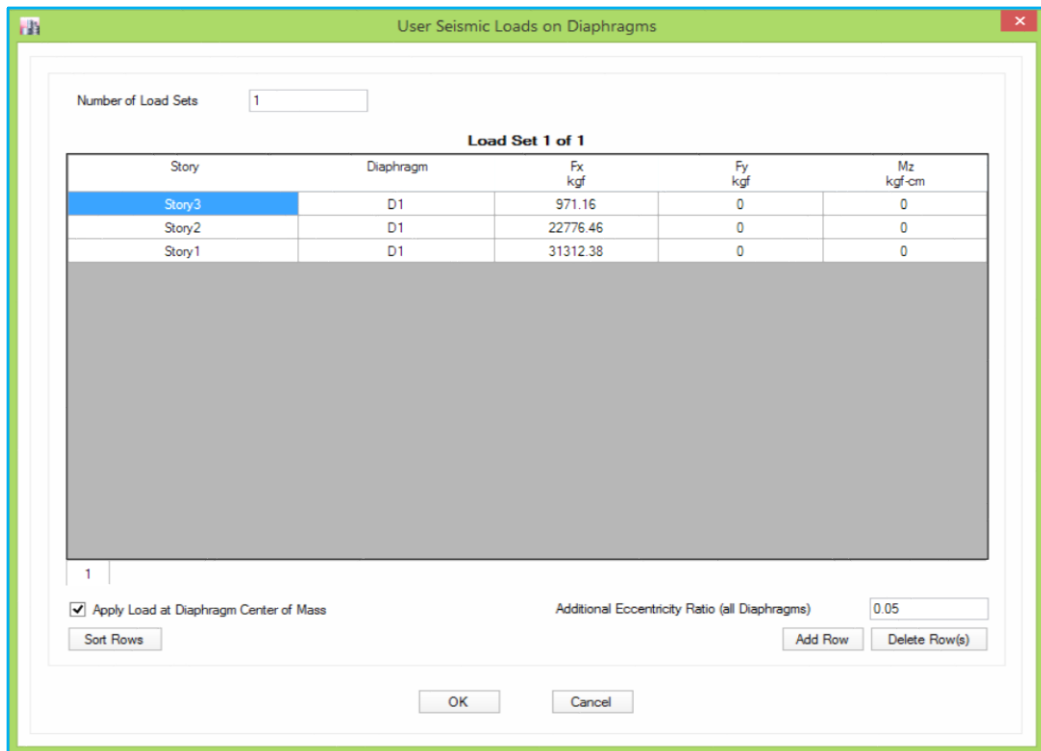


Figura 45. Asignación de la carga monotónica en la dirección X

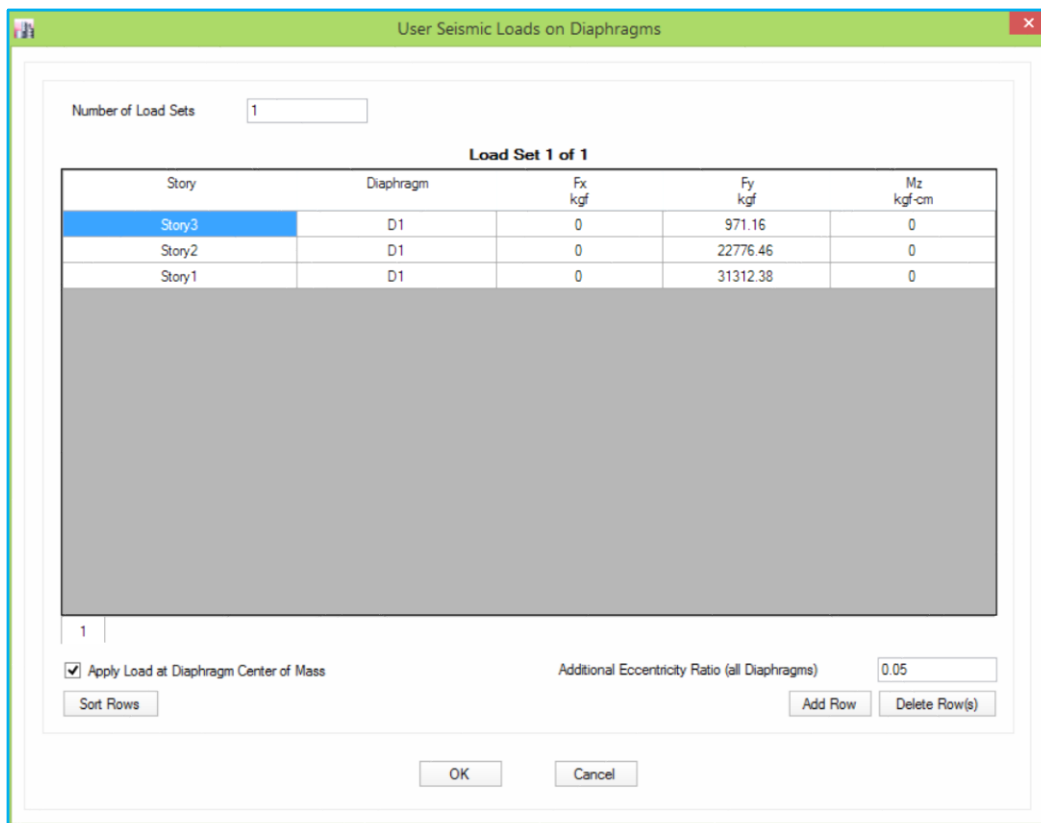


Figura 46. Selección de la carga lateral para la asignación de la carga monotónica

Crear un caso de carga por gravedad

En la ventana Define Load Cases, crear una carga denominada Carga de Gravedad; es una carga estática no lineal (Nonlinear Static) con participación de la masa definida para el análisis estático y también con la participación modal; dicha carga actuará con las magnitudes de la carga muerta y la proporción asignada de la carga viva.

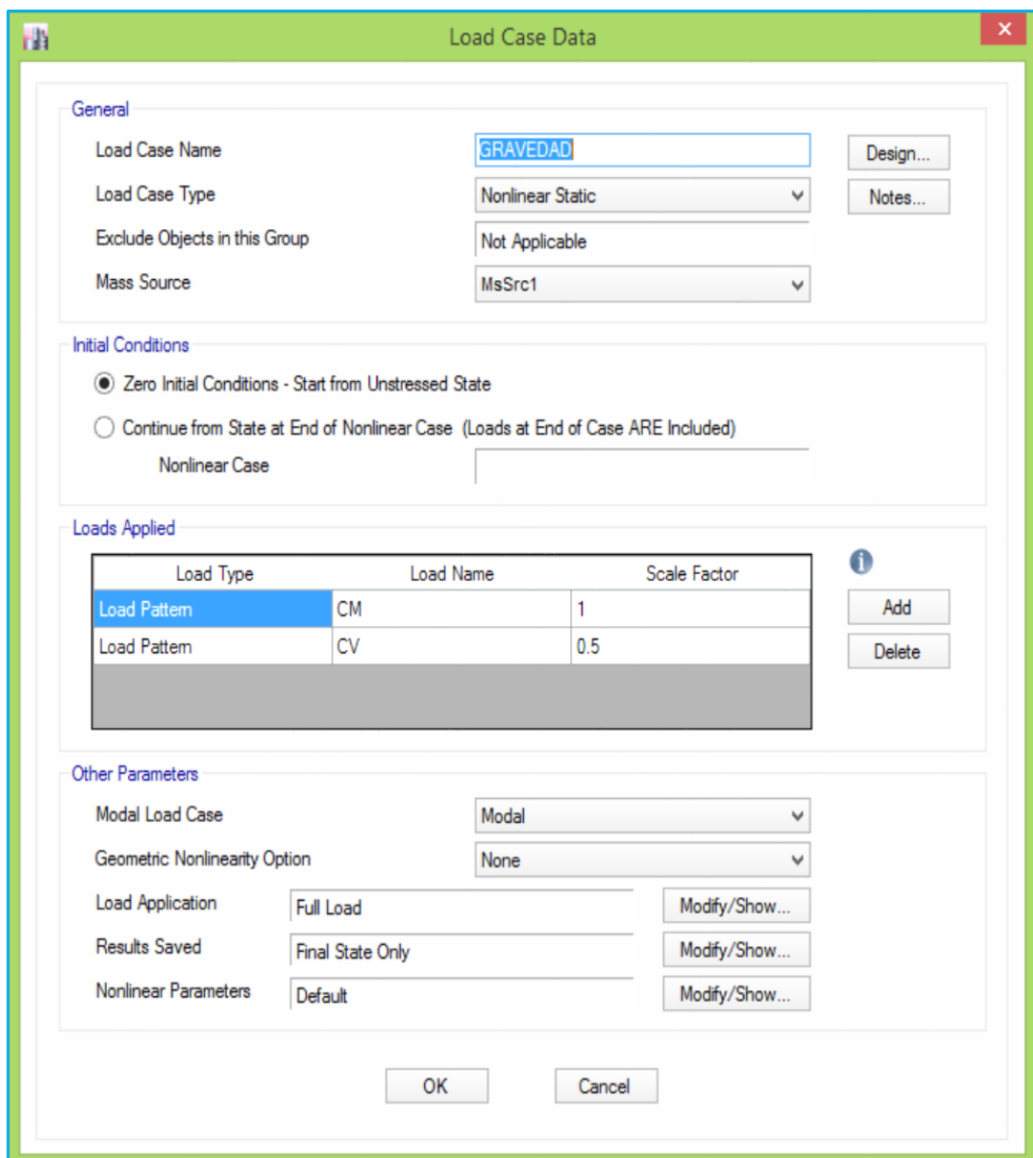


Figura 47. Creación de la carga Gravedad

## Crear la carga PUSHOVER

En la ventana Define Load Cases, crear una carga denominada Pushover en la dirección X y una carga denominada Pushover en la dirección Y; Son cargas estáticas no lineal (Nonlinear Static) con participación de la masa definida para el análisis estático y la participación modal, con una condición inicial de actuación de la carga creada como gravedad y continúa con la aplicación de la carga lateral X (o la carga Y, según sea el caso). Se asigna un punto de control de desplazamiento en un nudo del último nivel y se pide que se guarde los resultados en múltiples estados (Multiple States), con un mínimo de 10 y un máximo de 100.

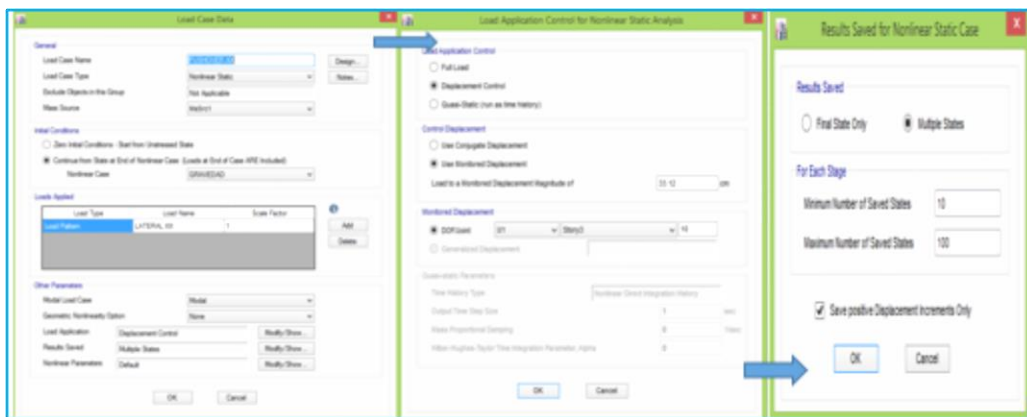


Figura 48. Creación de la carga pushover en la dirección X

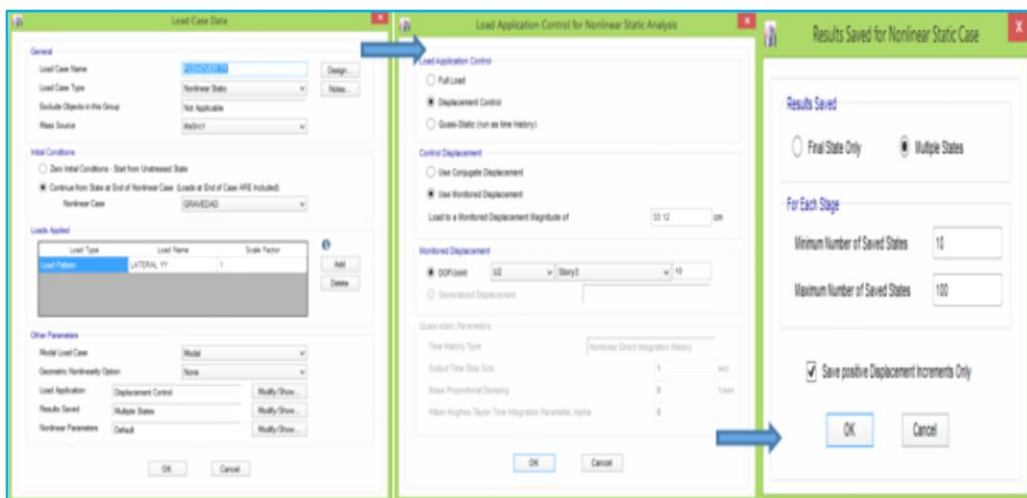


Figura 49. Creación de la carga pushover en la dirección Y

## Asignación de rótulas plásticas

Se asigna rótulas plásticas a los elementos estructurales columnas y vigas. Se selecciona todas las vigas y todas las columnas que tienen un comportamiento estructural en la dirección del análisis (no aquellas que están confinando muros de tabiquería, ni los bordes perimetrales de las losas). En la ventana Assign Frame Hinges, se asignó las distancias relativas donde se formarán las rótulas plásticas y la acción de las cargas que actuarán durante el análisis pushover: en vigas, las rótulas plásticas se formarán por acción de las cargas de gravedad y, en columnas, las rótulas se formarán por la acción de la carga sísmica en la dirección de análisis correspondiente. Las deformaciones que se producirán en las vigas serán causadas por el momento (M3) que producirá la carga de gravedad y las deformaciones que en las columnas serán causadas por la carga axial (P), y los momentos en la dirección de análisis y en su plano perpendicular (M2 y M3), dándole una condición flexo cortante.

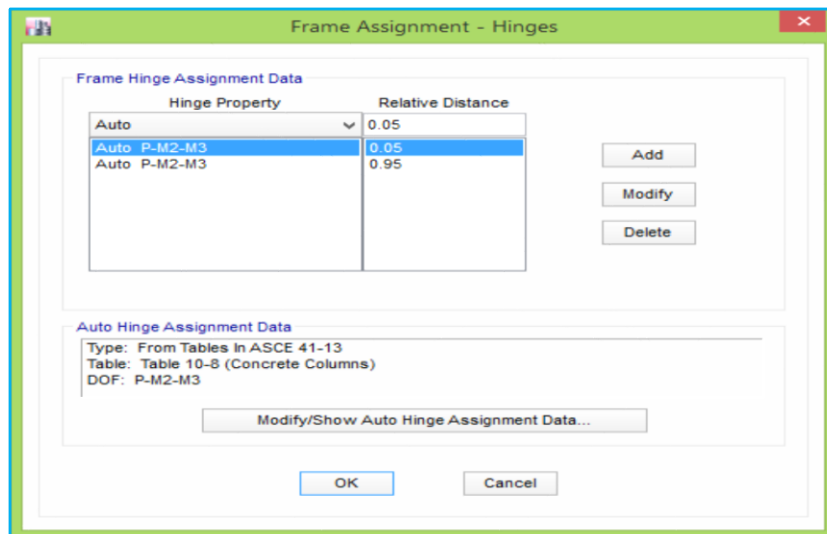


Figura 50. Asignación de la distancia relativa para la formación de las rótulas plásticas en vigas



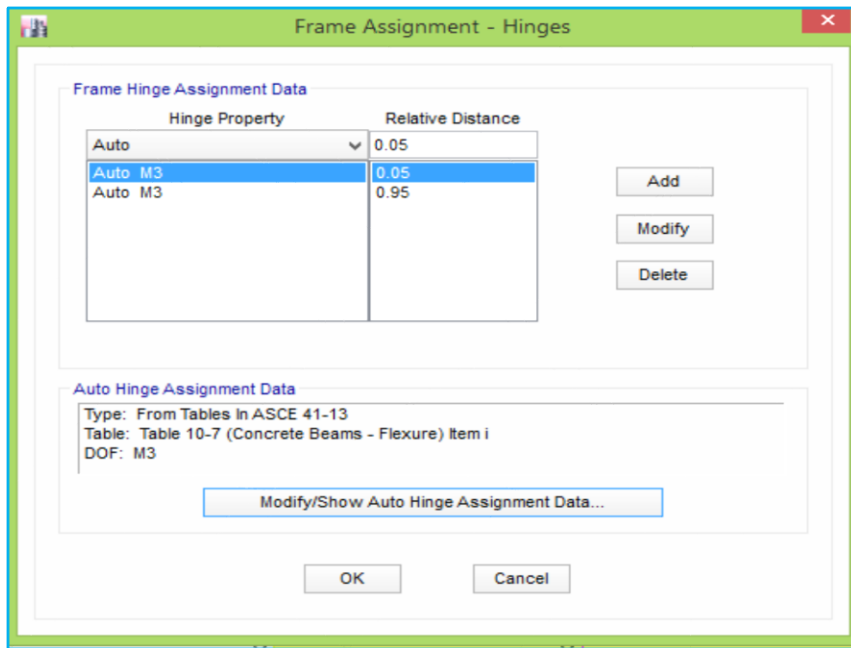


Figura 51. Asignación de la distancia relativa para la formación de las rótulas plásticas en vigas.

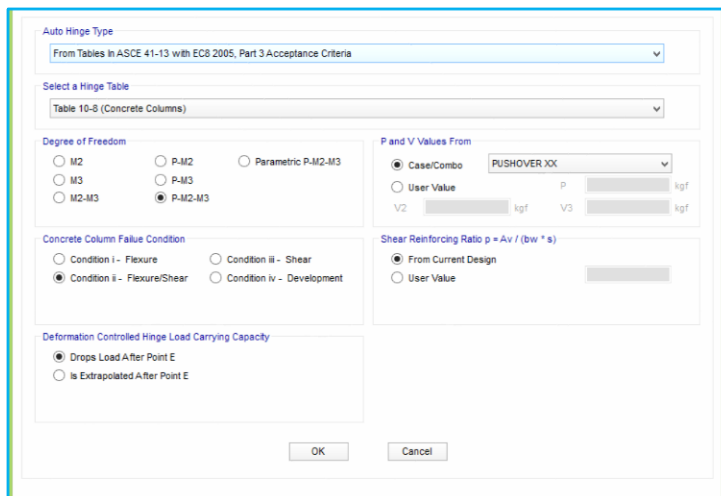


Figura 52. Definición de la carga actuante y las condiciones de las fuerzas actuantes en las columnas

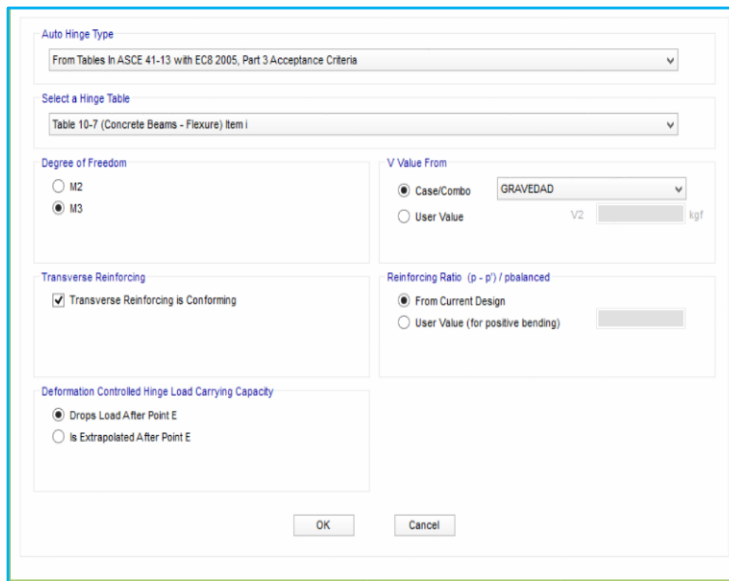


Figura 53. Definición de la carga actuante y las condiciones de las fuerzas actuantes en las vigas

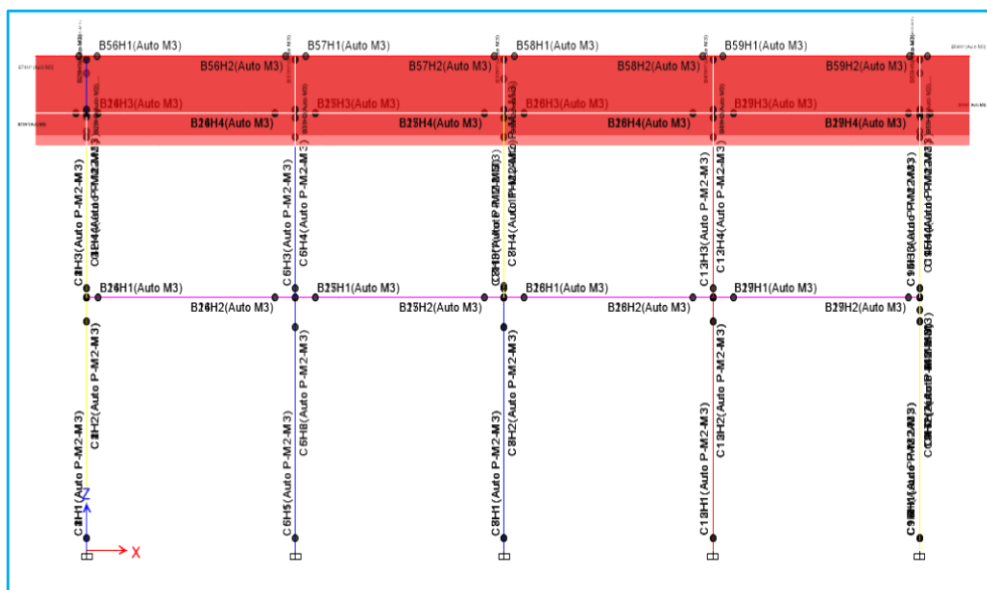


Figura 54. Rótulas plásticas asignadas para el análisis pushover en la dirección X

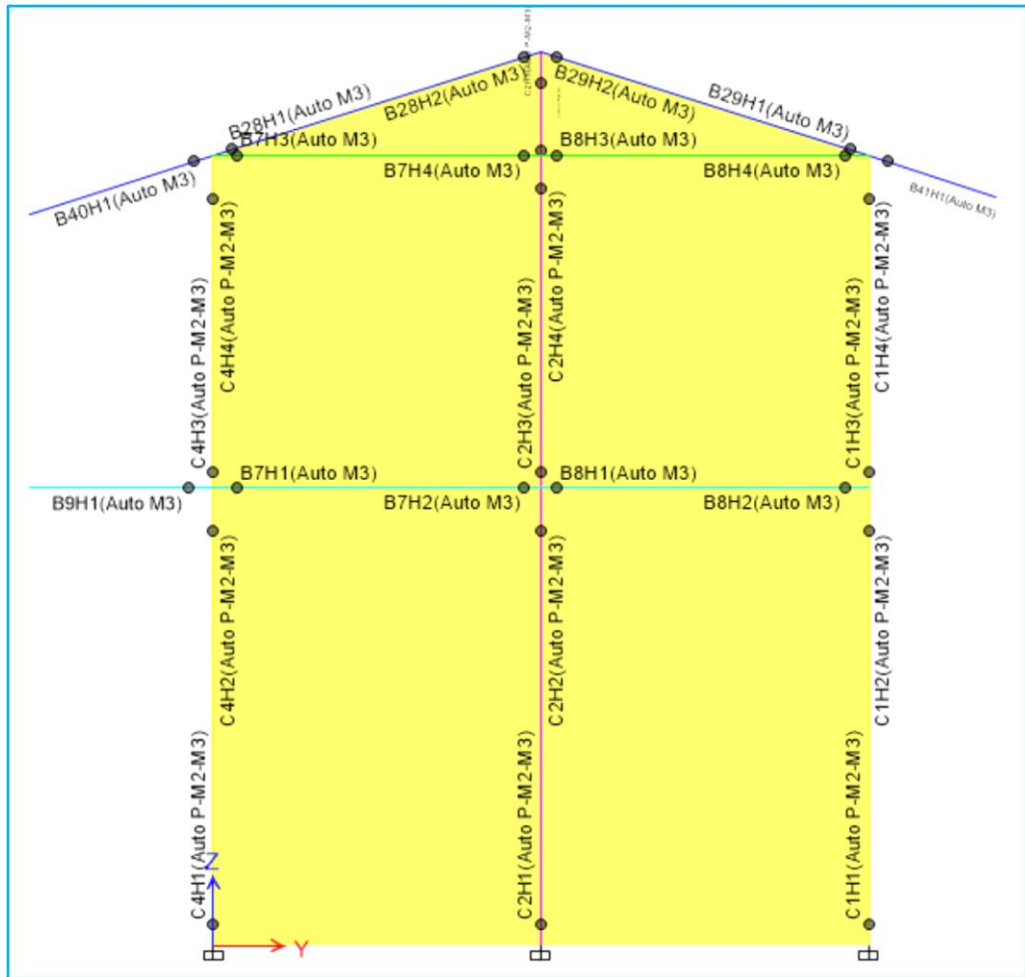


Figura 55. Rótulas plásticas asignadas para el análisis pushover en la dirección Y

#### Asignación de diafragmas

Para correr el análisis pushover es necesario que los nudos en cada nivel estén articulados por diafragmas. En la ventana Assign Joint Diaphragm (D1).

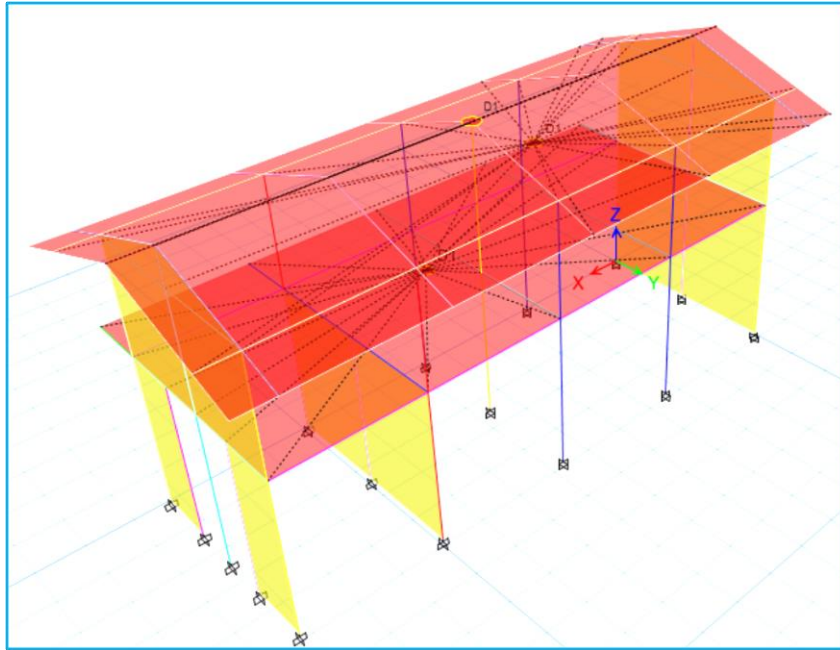


Figura 56. Modelo con diafragmas asignados en cada nivel de la edificación.

Asignación de la carga monotónica para el análisis pushover

Tabla 15. Fuerza lateral (carga monotónica) en la dirección para asignar en la dirección X

Piso	caso de carga	Loc.	Peso (tonf)	Peso del entrepiso (P)	Altura(H) (m)	P*H	% P*H/Σ=	Fuerza lateral X (tonf)
3	Peso sísmico	Alto	3.28	3.28	8.28	27.13	0.02	0.95
2	Peso sísmico	Alto	98.61	95.34	7.32	697.86	0.44	24.42
1	Peso sísmico	Alto	298.91	203.57	4.25	865.19	0.54	30.28
Σ=						1590.18		

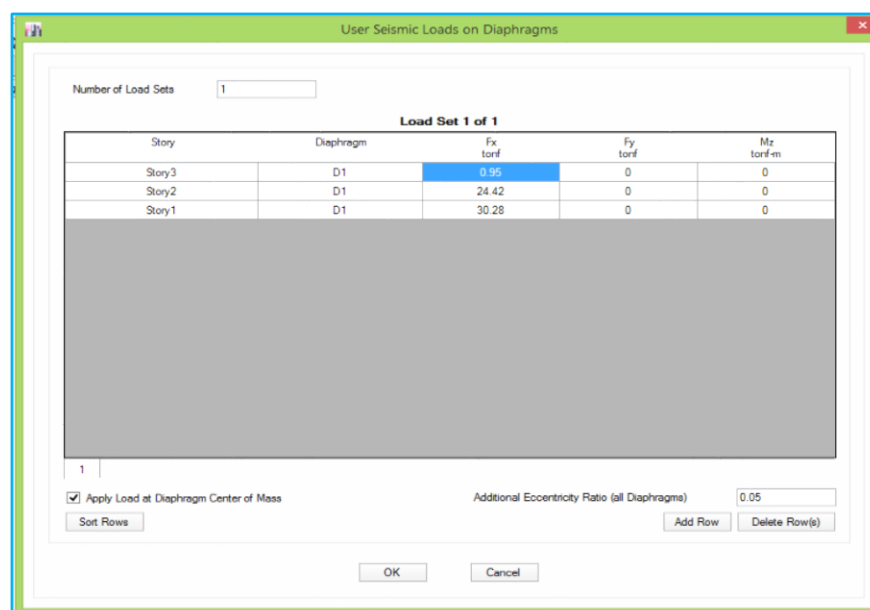


Figura 57 Asignación de la carga monotónica en la dirección X

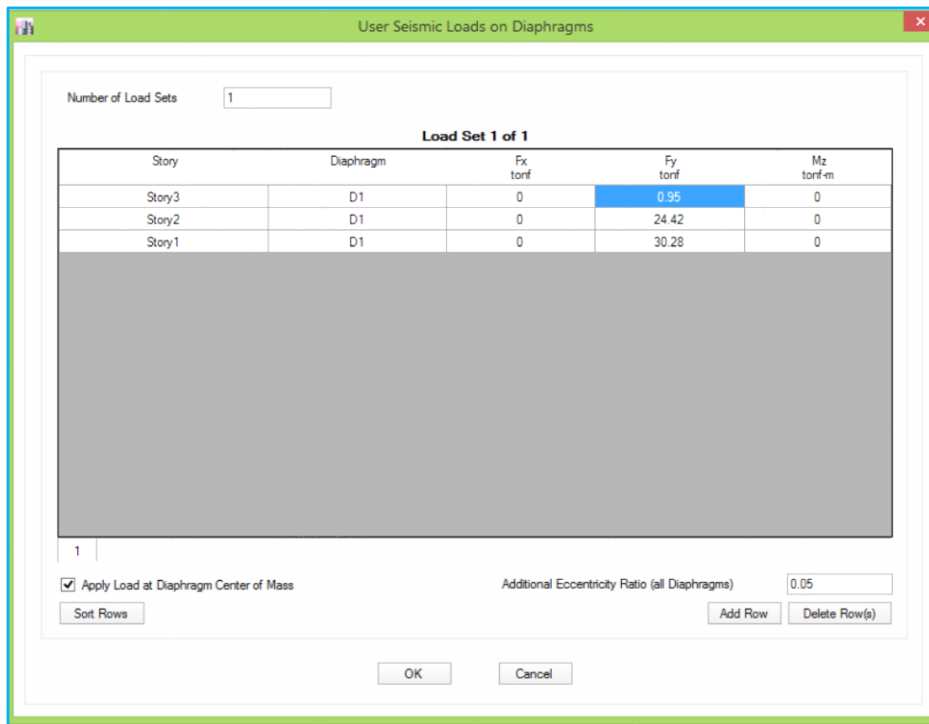


Figura 58. Asignación de la carga monotónica en la dirección Y

Se corre el programa para obtener el comportamiento de la estructura: Ductilidad y desplazamiento

Se ha encontrado que la ductilidad de la estructura en la dirección X es de 3.6 con un desplazamiento máximo de la estructura de 9.67 cm y una cortante basal de 227,70 tonf.; en la dirección Y, se ha encontrado que la estructura tiene una ductilidad de 3.43, un desplazamiento máximo de 8.13 cm y una cortante máxima de 102.77 tonf. que es el desempeño máximo de la estructura antes de su colapso. Se ha realizado el análisis pushover para las dos direcciones para predecir el comportamiento sísmico tanto en la dirección X como en Y.

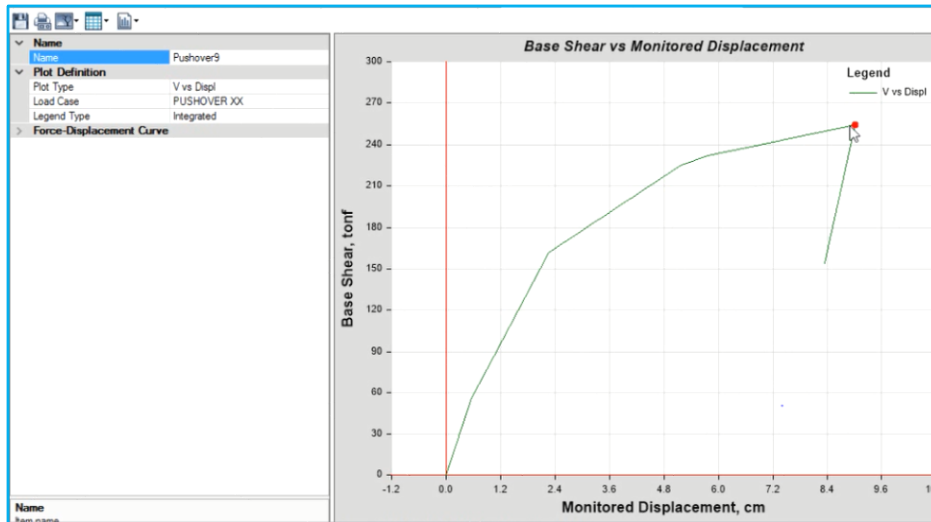


Figura 59. Curva de desempeño (Pushover), en la dirección X

En la curva de desempeño de la dirección X, se observa que la edificación tiene un desplazamiento máximo de 9.067 cm.

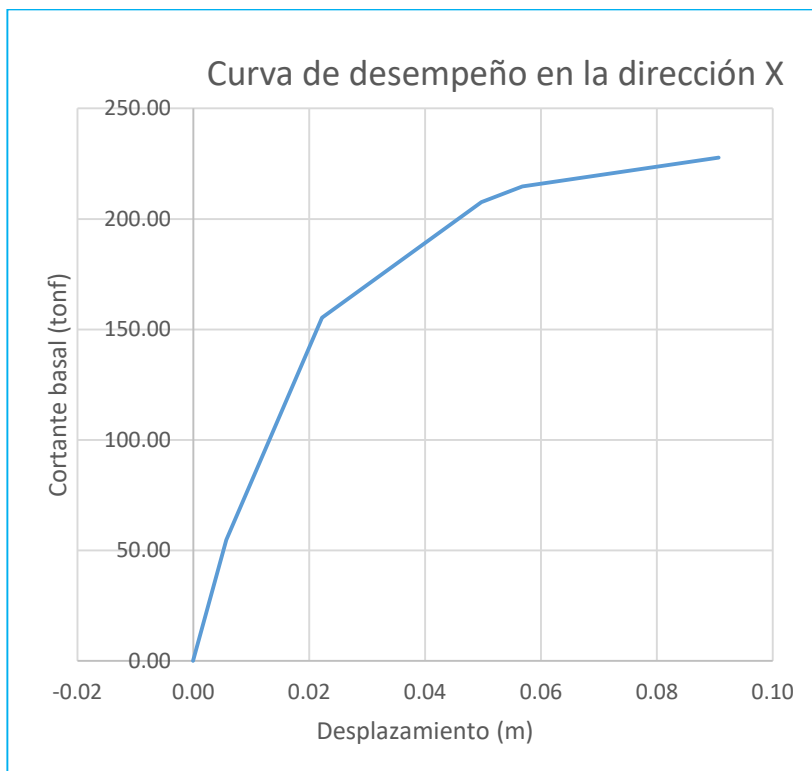


Figura 60. Curva del desempeño en la dirección X

Tabla 16. desplazamiento – cortante basal

Desplazamiento (mm)	Cortante basal tonf	Área
-0.01	0.00	
5.69	54.74	155.92
22.21	155.24	1734.58
49.74	207.55	4994.26
56.79	214.75	1487.34
90.67	227.70	7496.52
	$\Sigma$	15868.62

Tabla 17 cortante basal y desplazamiento-aceleración

Desplazamiento	Cortante basal tonf	Área	Aceleración (g)
0.00	0.00		0.00
20.00	182.16	1821.62	0.62
90.67	227.70	14482.68	0.77
	$\Sigma$	16304.30	
	Error	3%	

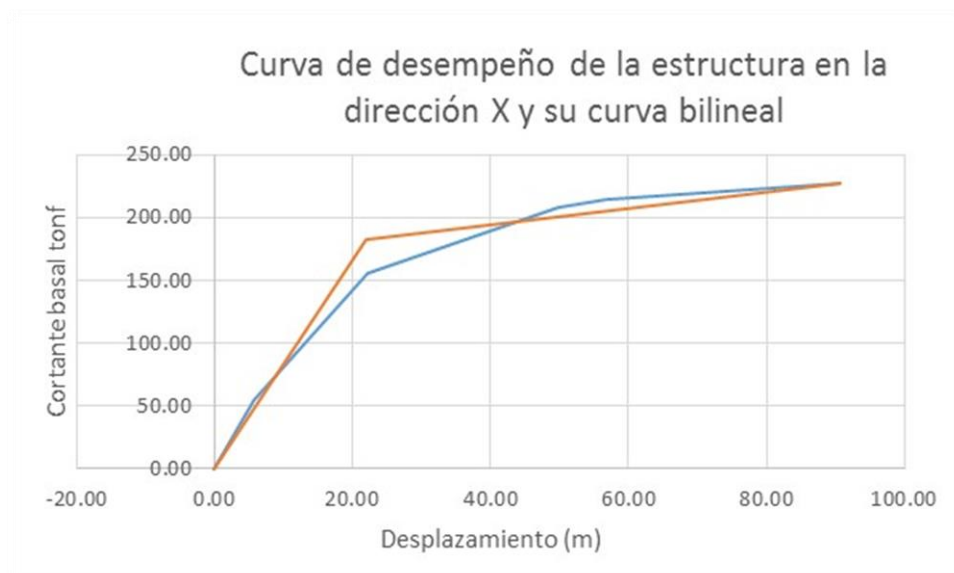


Figura 61. Curva de desempeño de la estructura en la dirección X y su curva bilineal



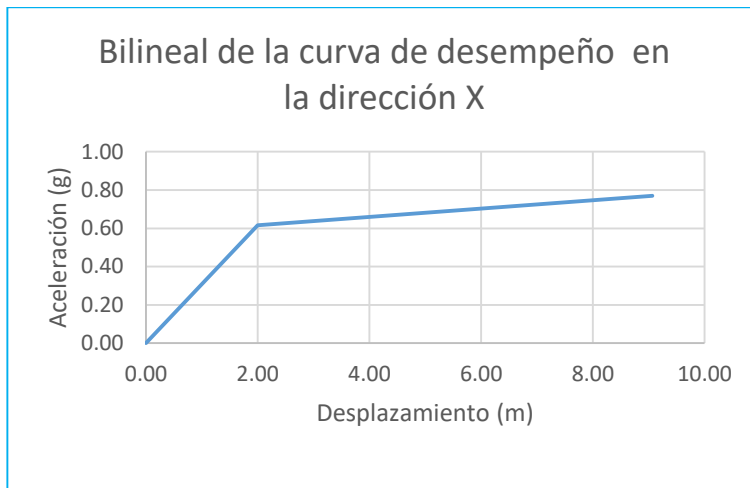


Figura 62. Curva bilineal del desempeño de la estructura en la dirección X desplazamiento – aceleración

### III.3. Objetivo 3

Evaluar y analizar el desempeño de la estructura según los límites de servicio y los límites de supervivencia.

El desempeño de la estructura, según el FEMA 440, en la dirección X la estructura tiene un comportamiento **funcional** cuando es sometida a una aceleración equivalente a 1 g, lo cual indica que la estructura ha sufrido daños pero que puede rehabilitarse para seguir siendo ocupada; en cambio en la dirección Y, para esa misma aceleración, la estructura tiene un comportamiento de **seguridad de vida**, lo cual indica que la estructura ha sido dañada, pero se mantiene sin causar daño a sus ocupantes.

A continuación, se muestran los resultados del análisis cuando la estructura es sometida a los espectros de aceleración del espectro ASCE 7-10 general del FEMA 440 y la demanda del espectro de la norma peruana de sismo resistencia E.030.

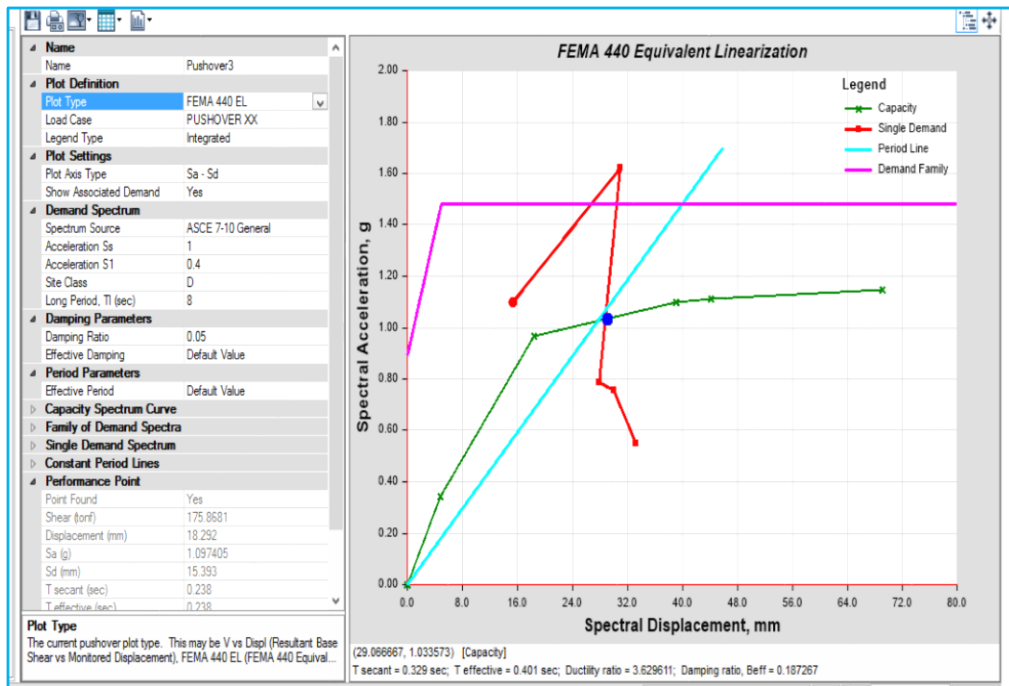


Figura 63. Punto de desempeño de la estructura según el FEMA 440

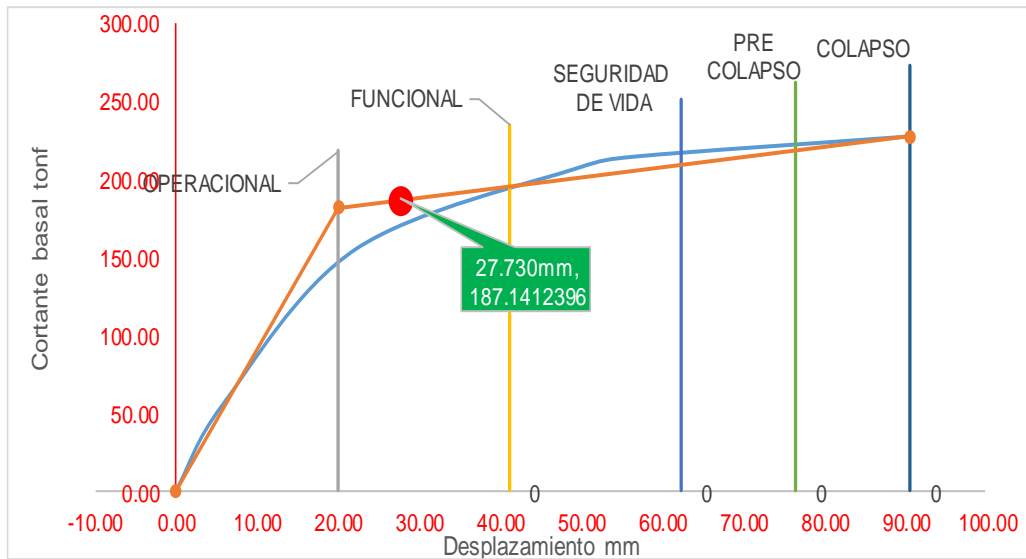


Figura 64. Desempeño funcional de la estructura según el FEMA 440

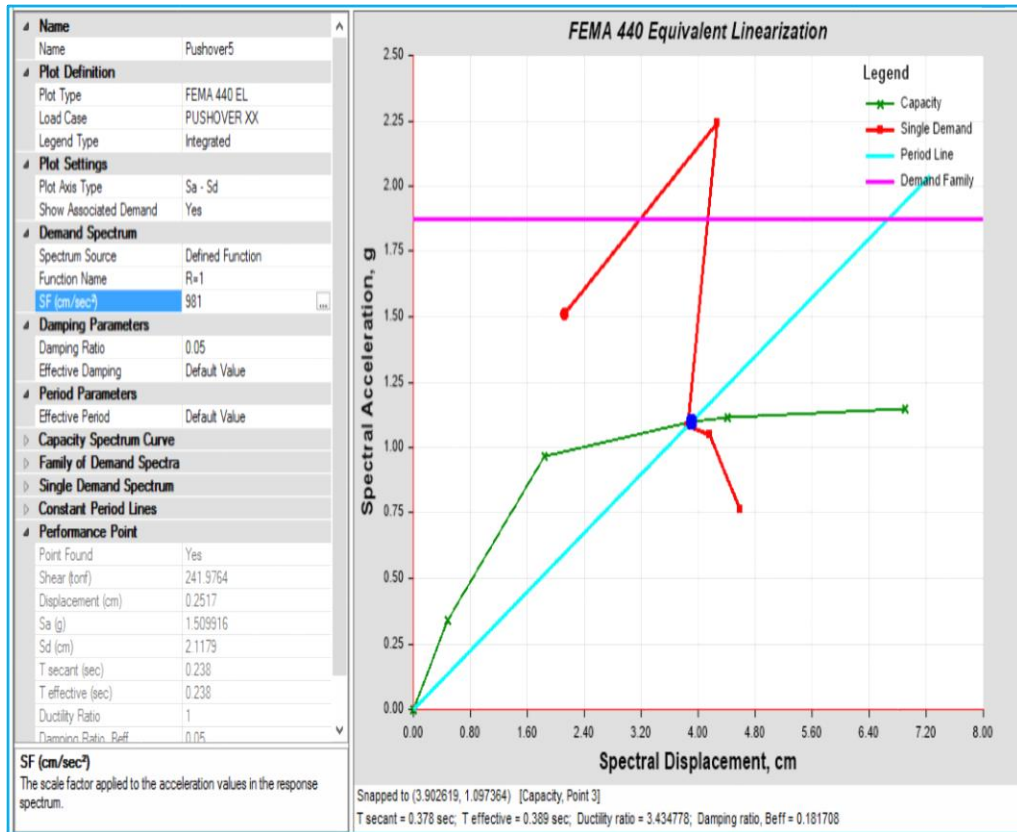


Figura 65. Desempeño de la estructura cuando es sometida a un espectro de respuesta igual a la gravedad (R=1)

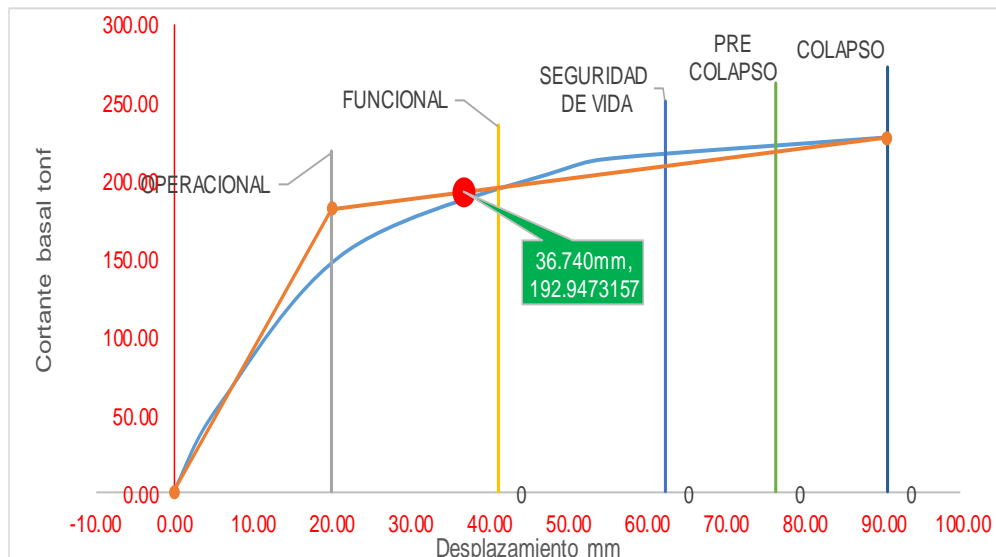


Figura 66. Cuando el espectro de respuesta es igual a la gravedad R=1, la estructura es funcional en la dirección X

Figura 67. Cuando se produce un sismo frecuente (equivalente a 0.2 g), la estructura es operacional.

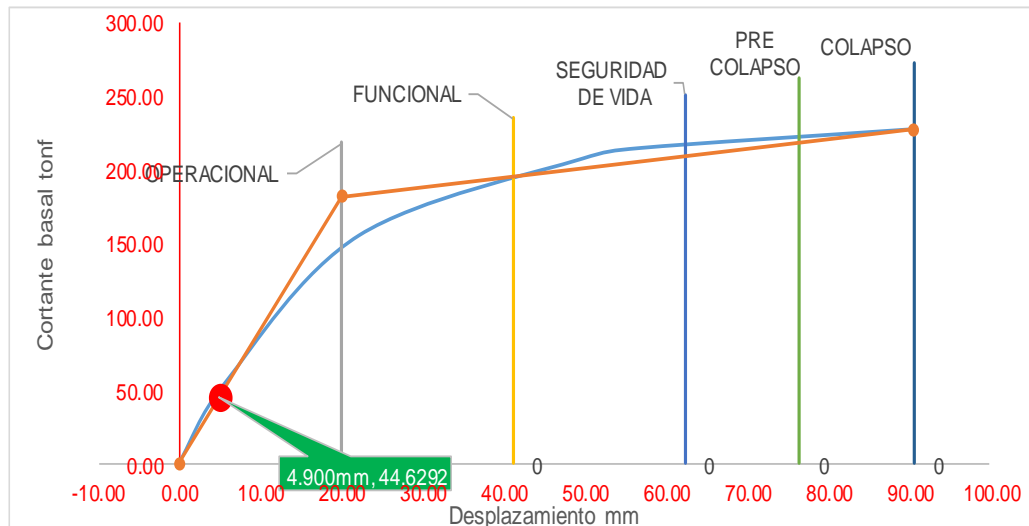


Figura 68. Cuando la aceleración de un sismo es ocasional (equivalente a 0.25 g), la estructura es operacional

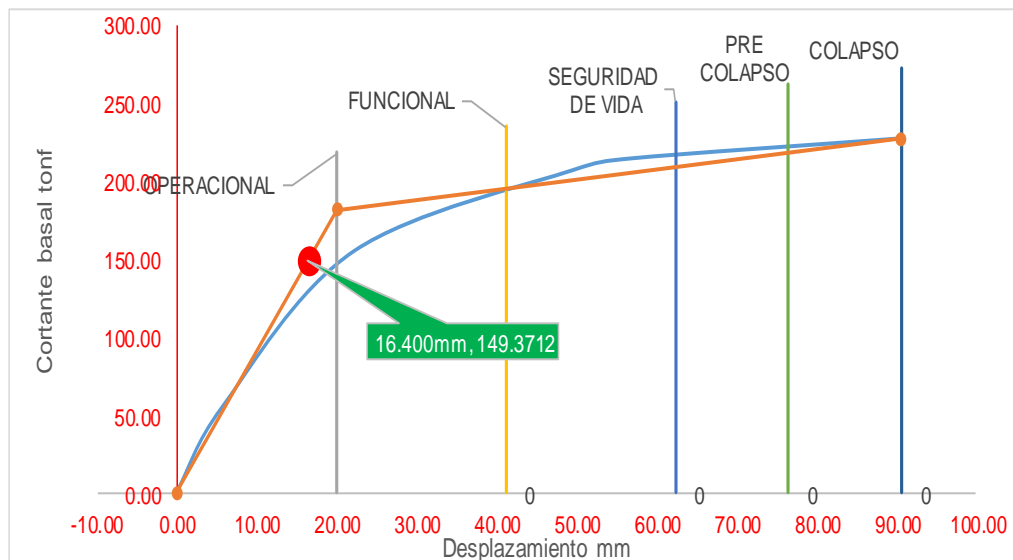


Figura 69. Cuando se produce un sismo raro, igual al espectro de la norma de diseño sismo resistente E.30 (0.4 g), la estructura es operacional.

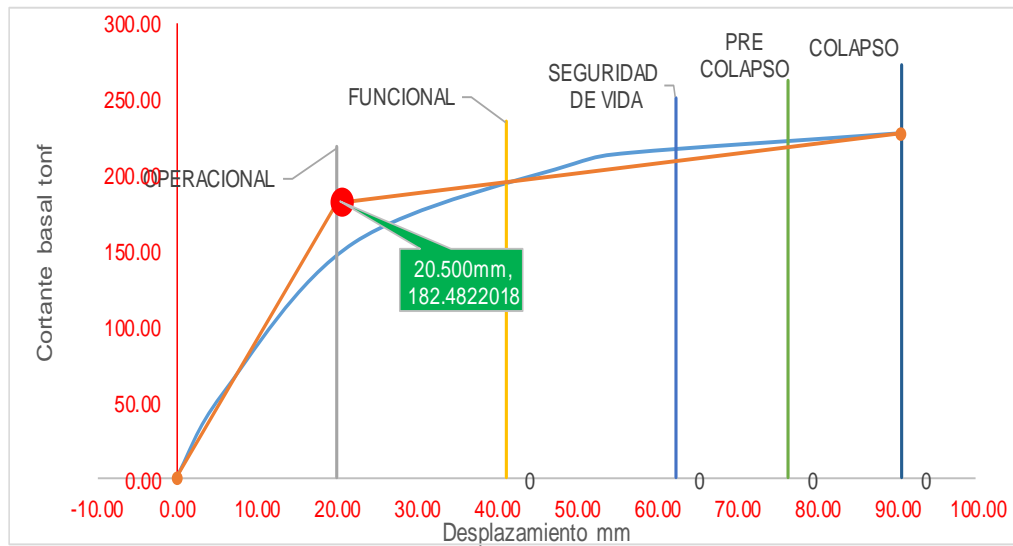


Figura 70. Cuando se produce un sismo muy raro (0.5 g) la estructura es funcional

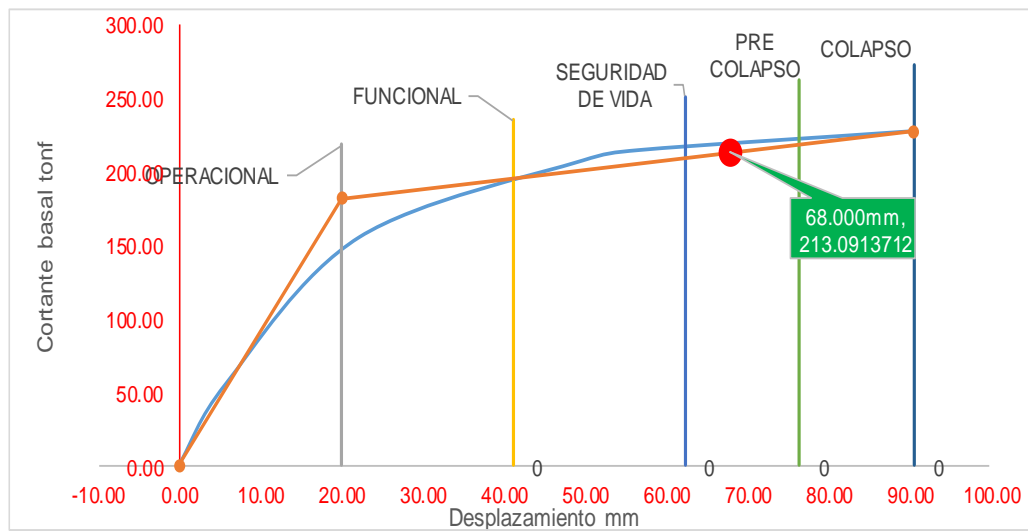


Figura 71 Cuando se produce un sismo de 1.5 g la estructura se encuentra en pre colapso

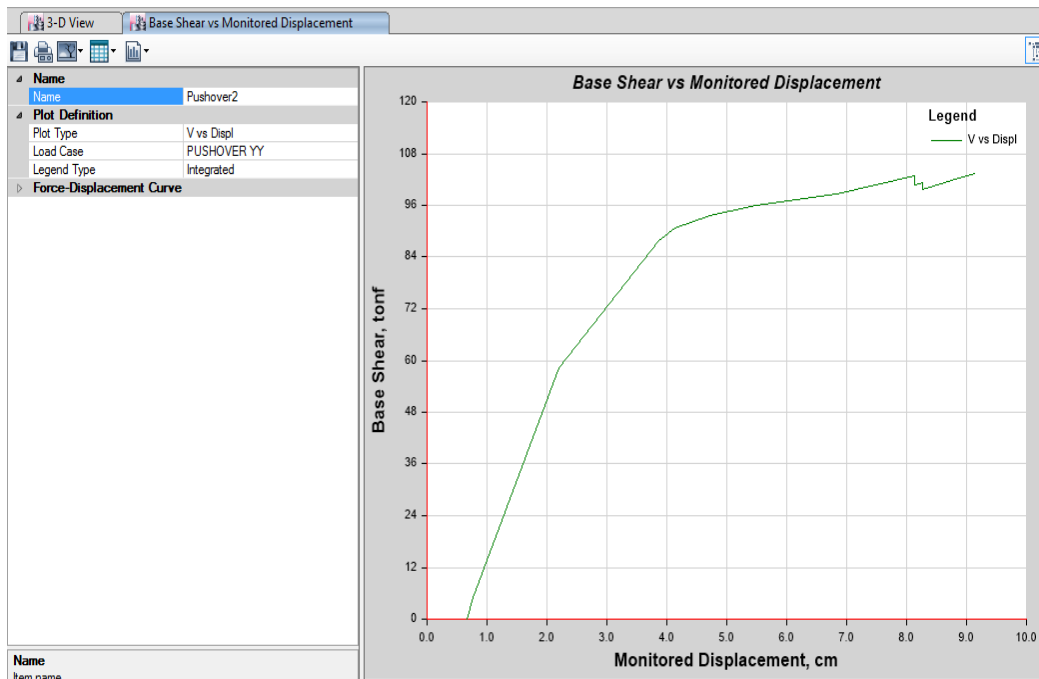


Figura 72. Curva de desempeño (pushover) en la dirección

Tabla 18. Puntos de la curva de desempeño de la estructura desplazamiento – cortante basal en la dirección Y

Desplazamiento mm	Cortante basal tonf	Area
6.70	0	
7.65	5.0571	2.395
21.95	58.2275	452.548
38.69	87.9354	1223.237
41.37	90.7259	239.227
47.22	93.5897	539.400
54.90	96.1253	728.885
68.37	98.6303	1311.289
81.28	102.7665	1300.419
	$\Sigma$	4496.982

Tabla 19. Puntos de la curva bilineal del desplazamiento – cortante Basal y desplazamiento-aceleración en la dirección Y

Desplazamiento (mm)	Cortante basal tonf	Área	Aceleración (g)
---------------------	---------------------	------	-----------------

0	0	0
21	58	609.000
81.28	78.00	4099.176
	$\Sigma$	4708.176
Error		4%

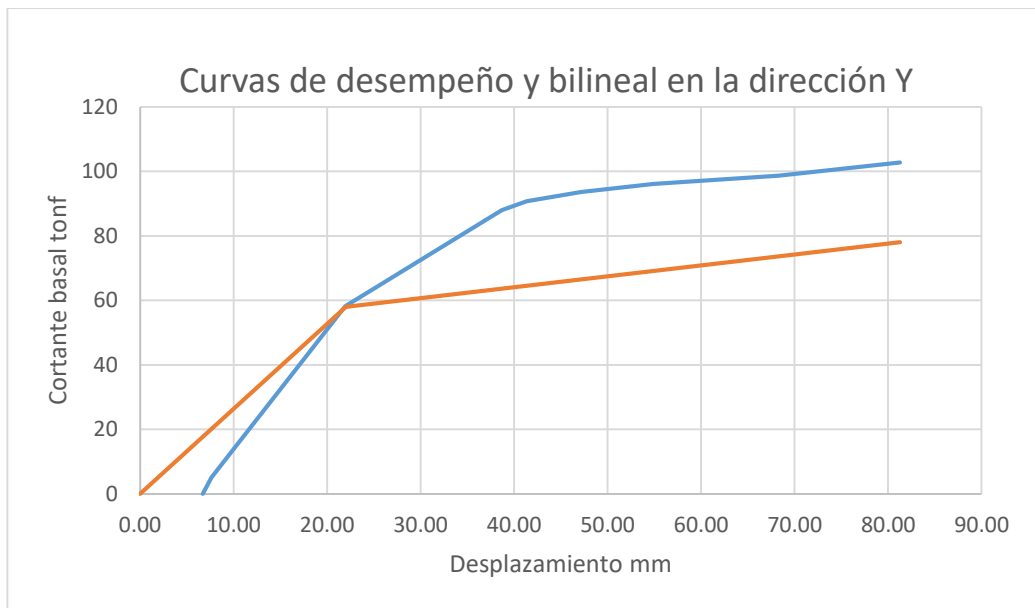


Figura 73. Curva de desempeño de la estructura en la dirección Y y su curva bilineal

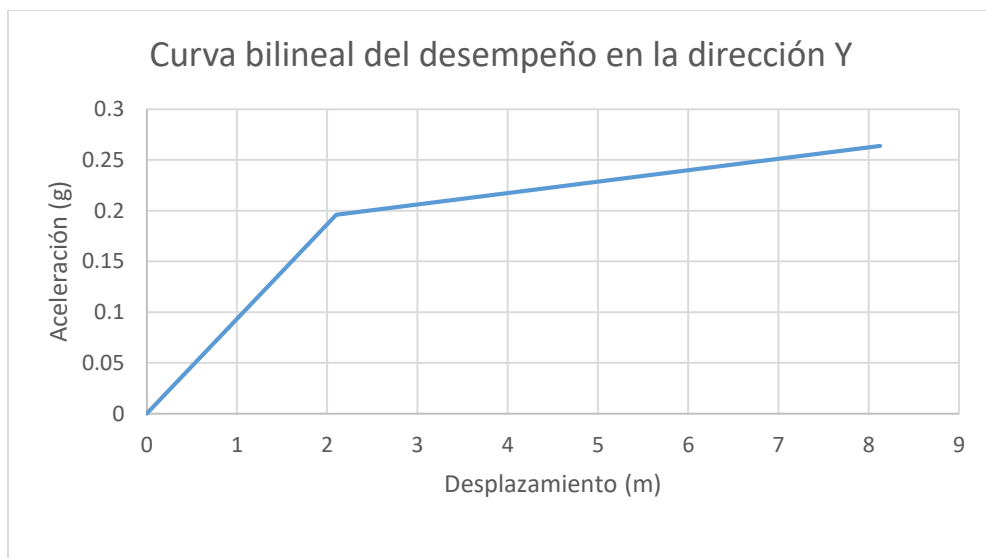


Figura 74. Curva bilineal del desempeño de la estructura en la dirección X desplazamiento – aceleración

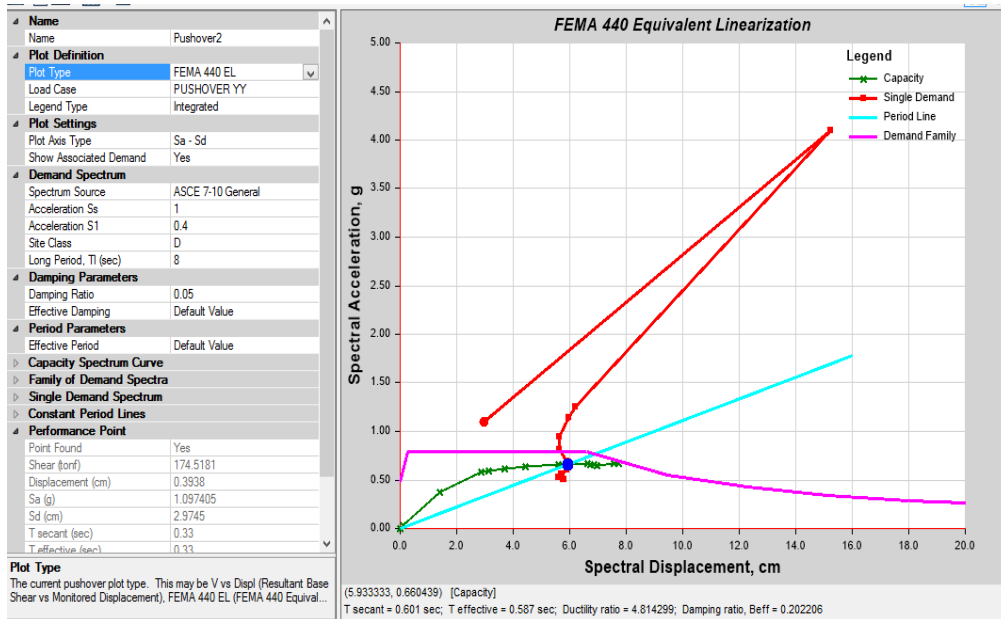


Figura 75. Punto de desempeño de la estructura según el FEMA 440

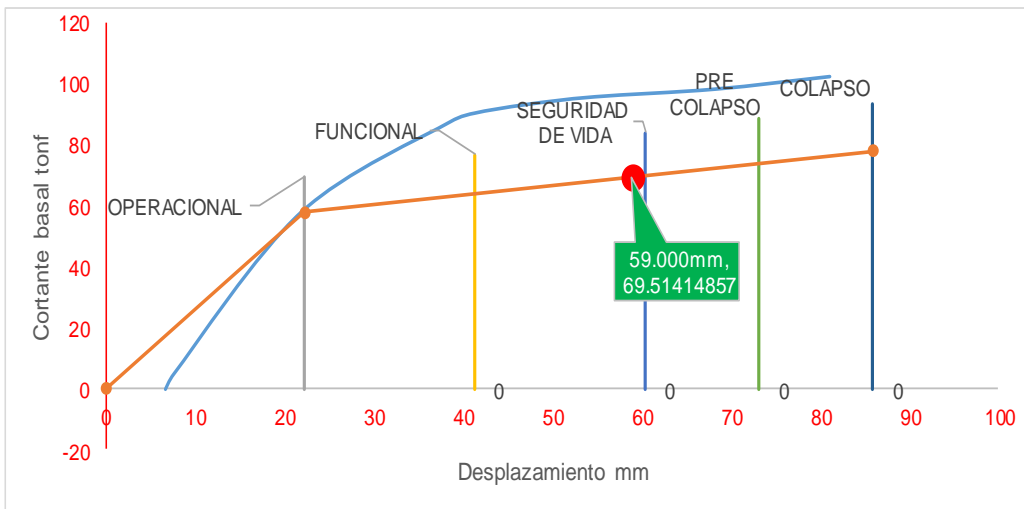


Figura 76 Desempeño pre colapso de la estructura según el FEMA 440, con un espectro de respuesta ASCE 7 – 10 General con una aceleración de 0. 65g.



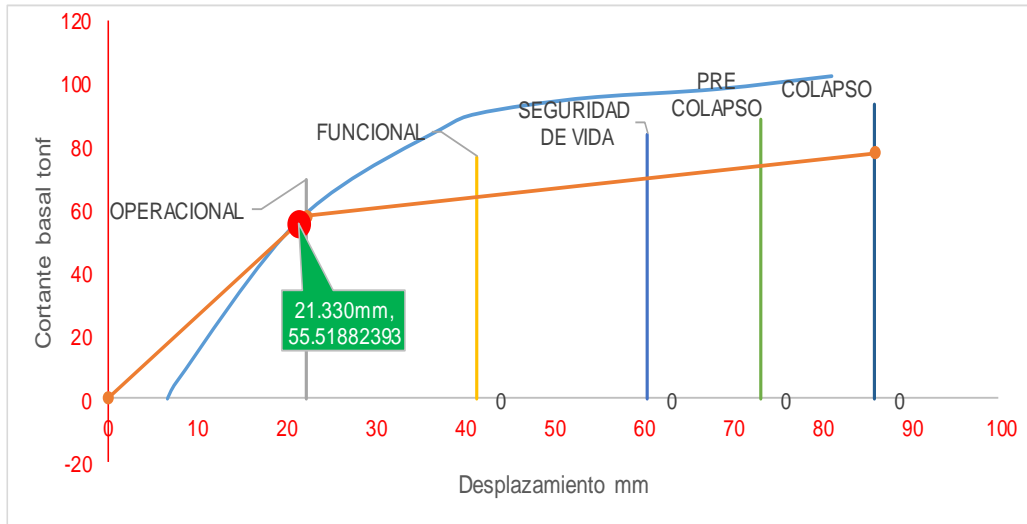


Figura 77. Cuando se produce un sismo frecuente (equivalente a 0.2 g), la estructura es operacional

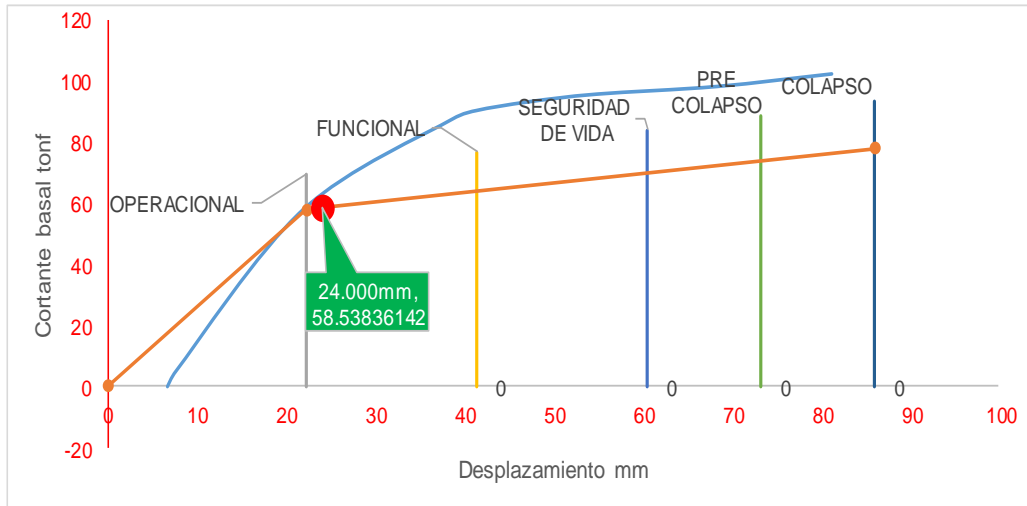


Figura 78. Cuando se produce un sismo frecuente (equivalente a 0.25 g), la estructura es operacional

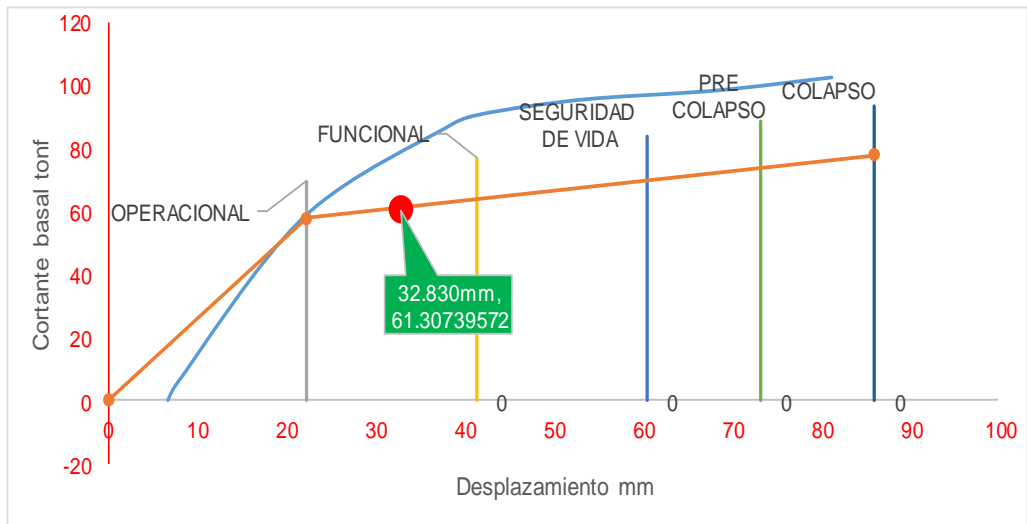


Figura 79. Cuando se produce un sismo frecuente (equivalente a 0.4 g), la estructura es funcional

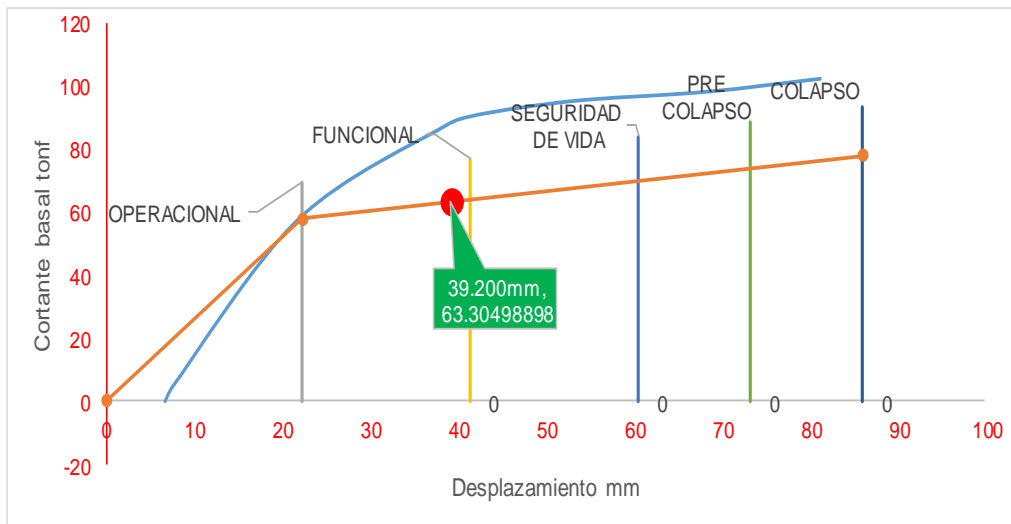


Figura 80. Cuando se produce un sismo muy raro (equivalente a 0.5g), la estructura es funcional

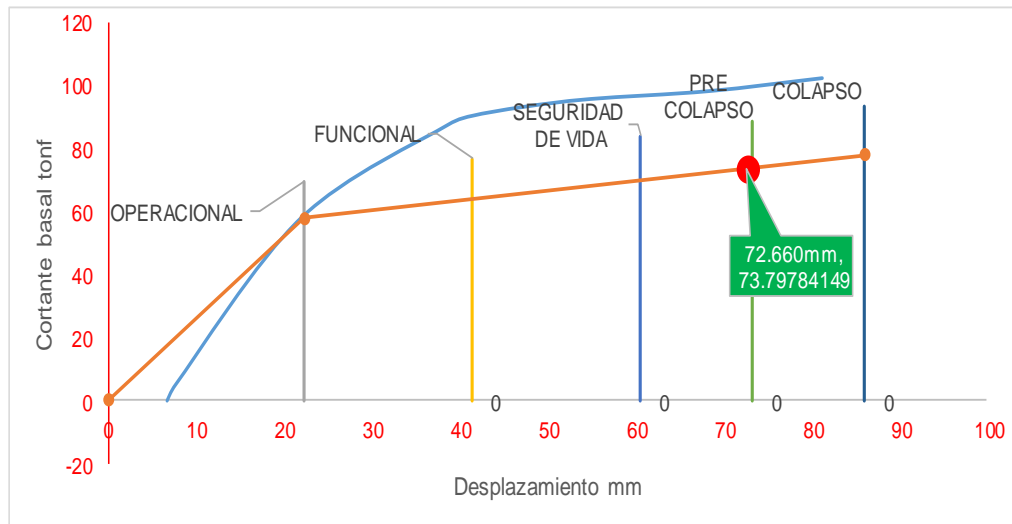


Figura 81. Cuando el espectro de respuesta es igual a la 0.9 g, la estructura colapsa

El resultado de la aplicación de la carga monotónica en las direcciones X y Y, se muestran a continuación donde se puede apreciar la falla estructural en ambas direcciones así como los elementos estructurales que fallan primero.

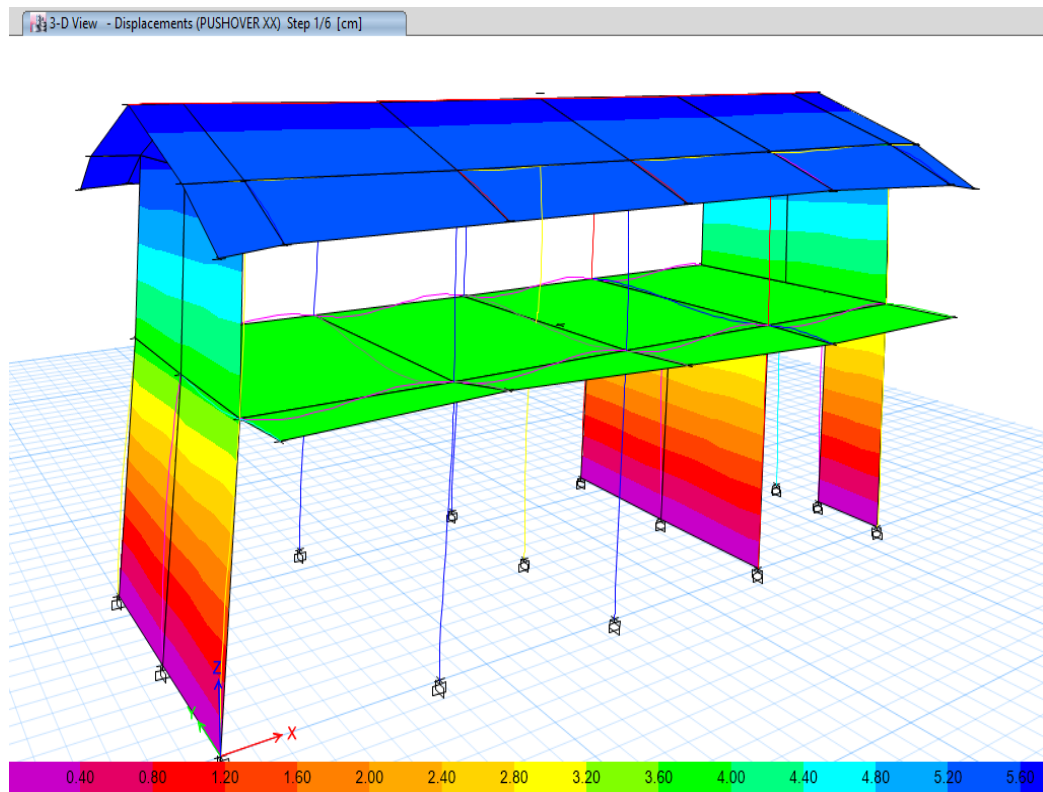


Figura 82. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección X  
paso 1

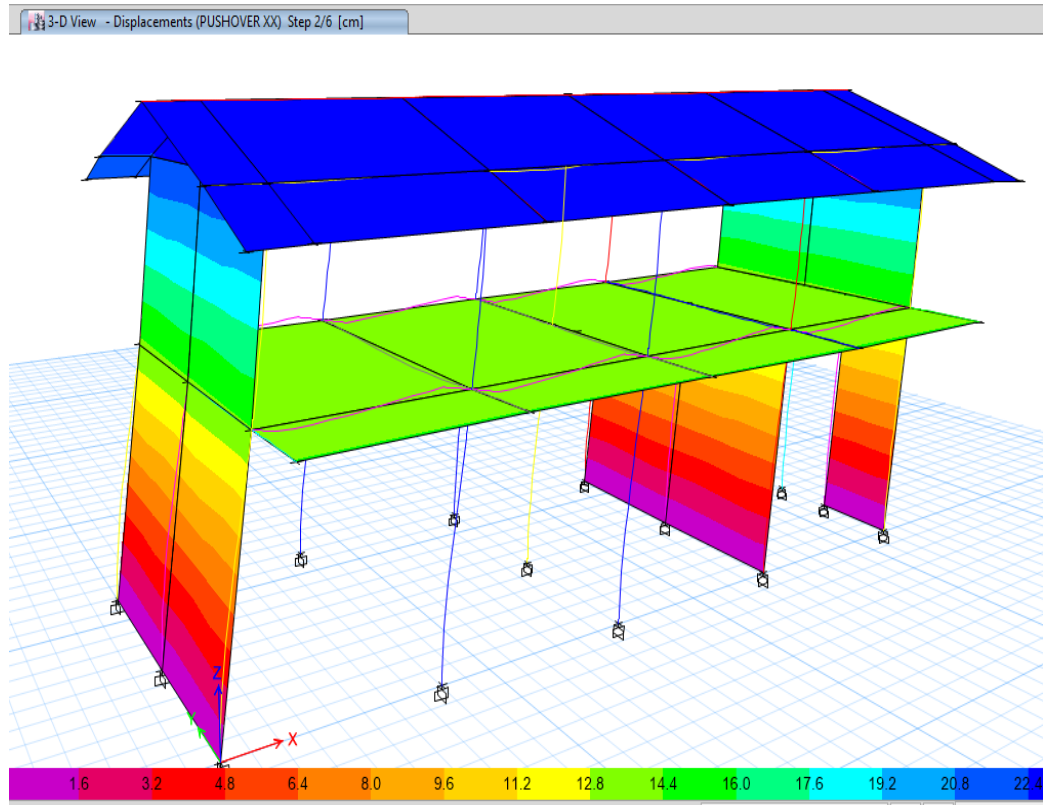


Figura 83. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección X  
paso 2

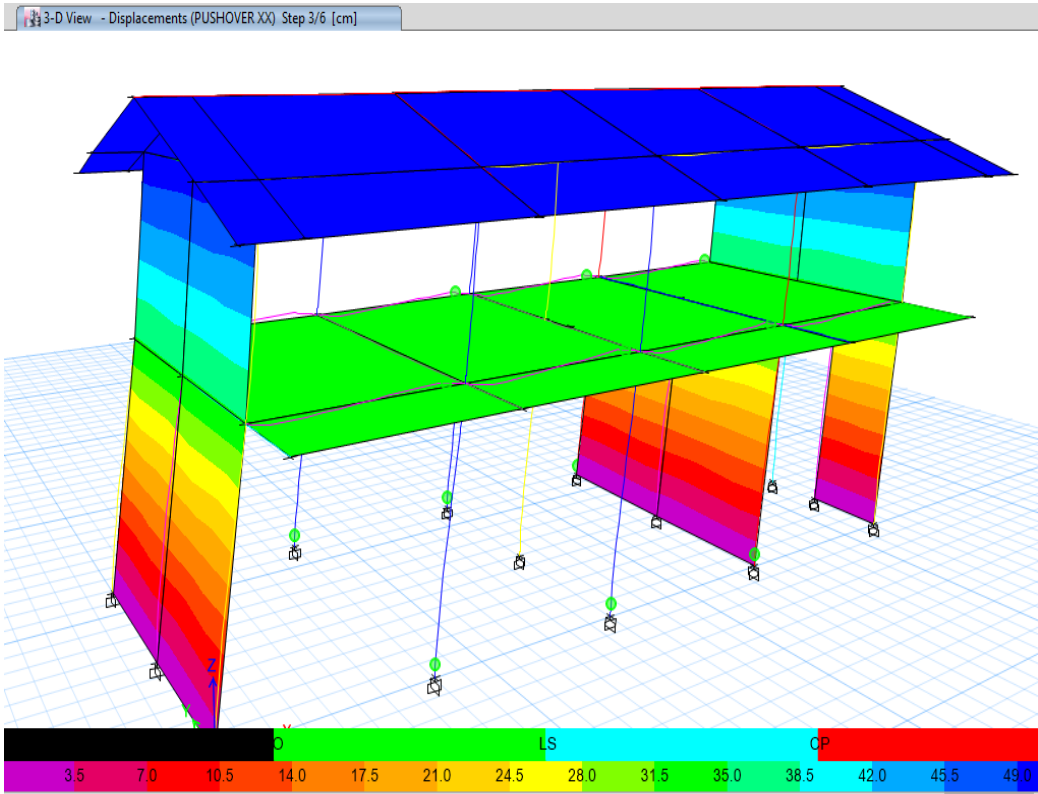


Figura 84 Aplicación de fuerzas monótonicas laterales en la dirección X paso 3

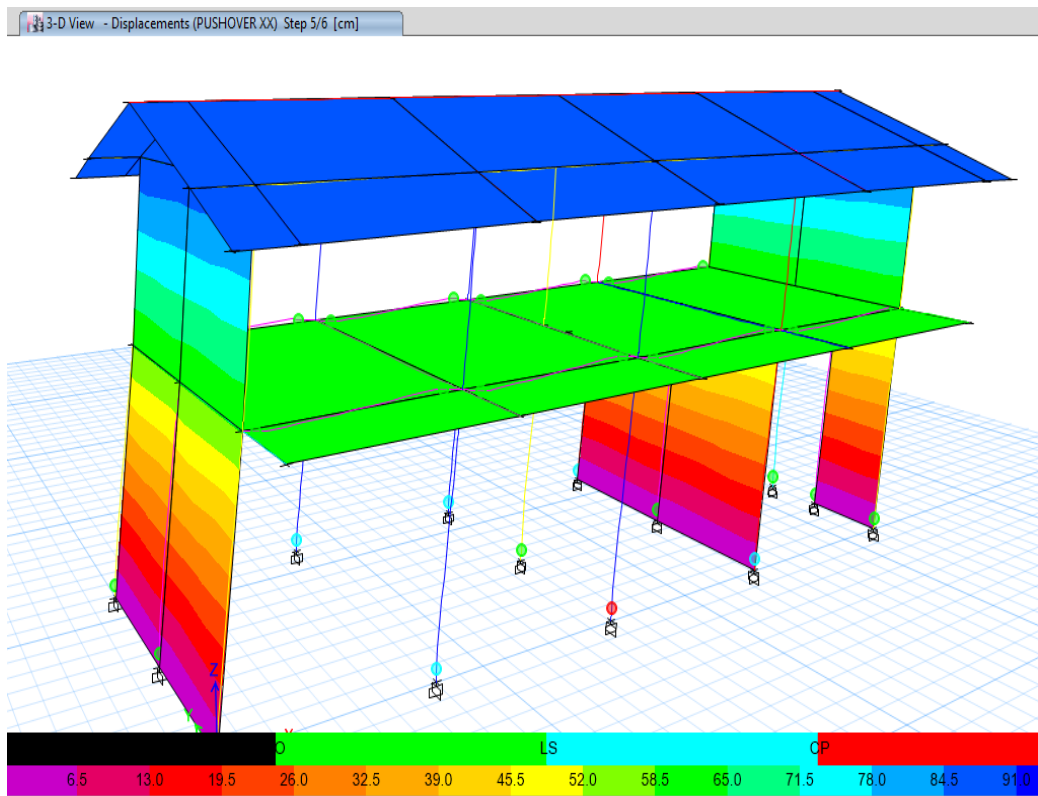


Figura 85. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección X  
paso 5, con falla en columna

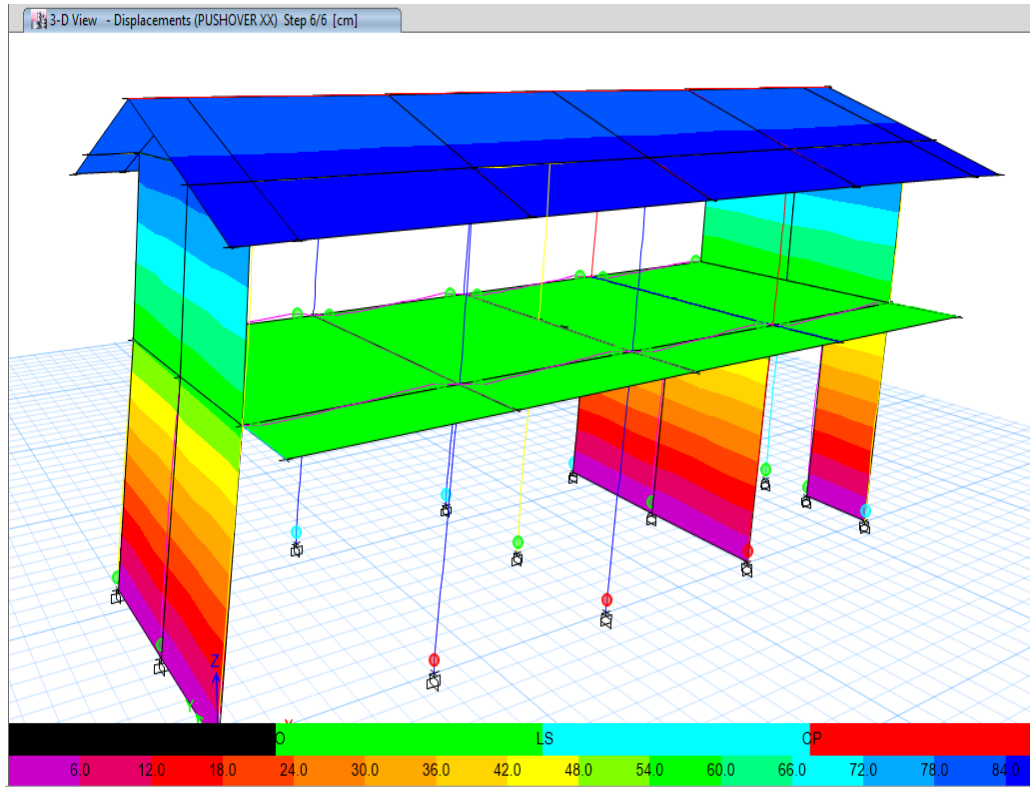


Figura 86. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección X  
paso 6, la estructura colapsa

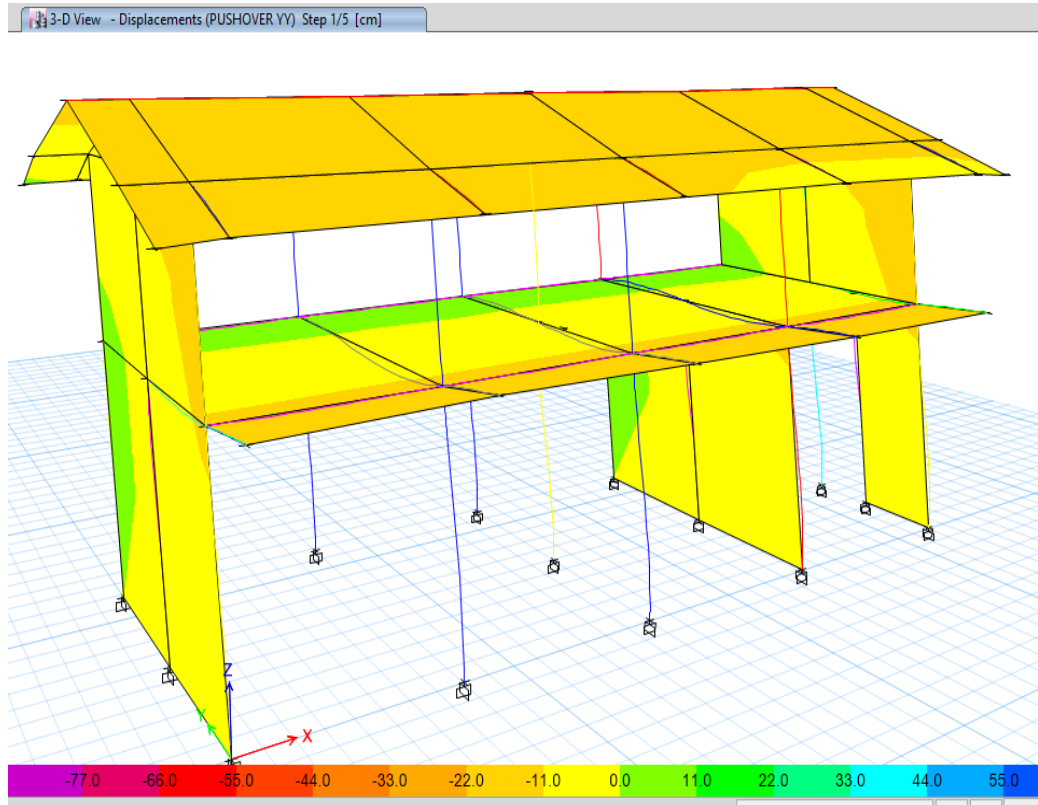


Figura 87. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección Y paso 1

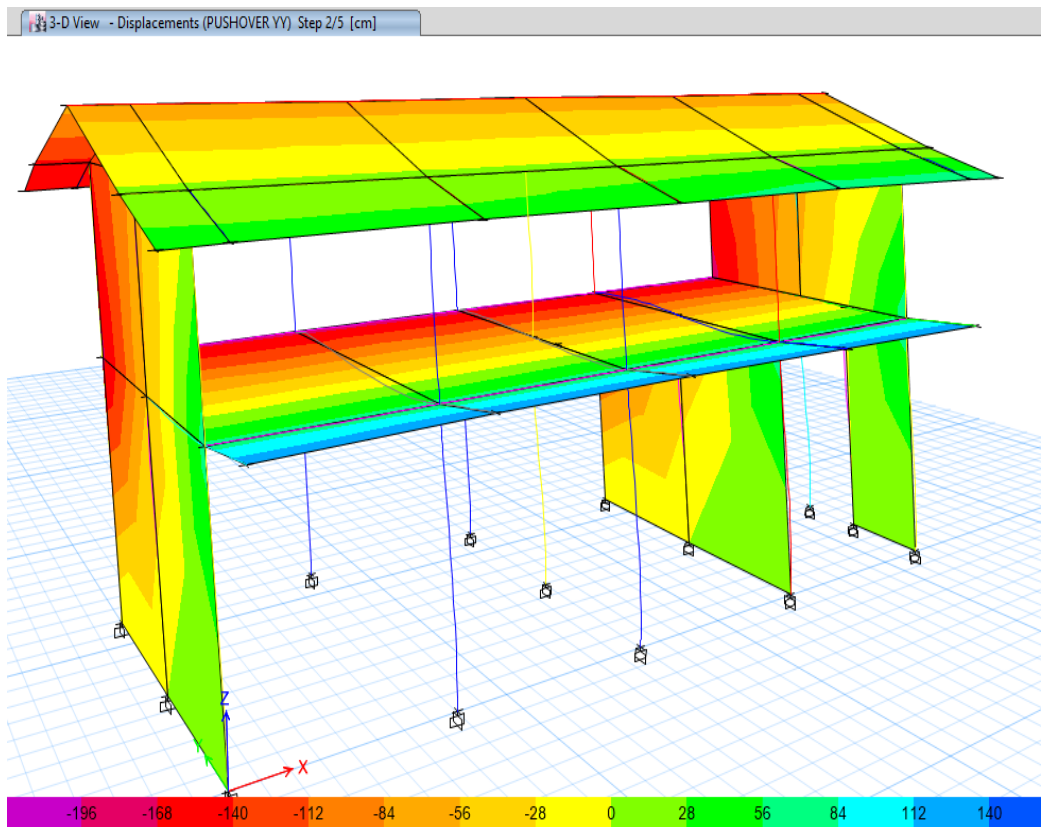


Figura 88. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección Y  
paso 2

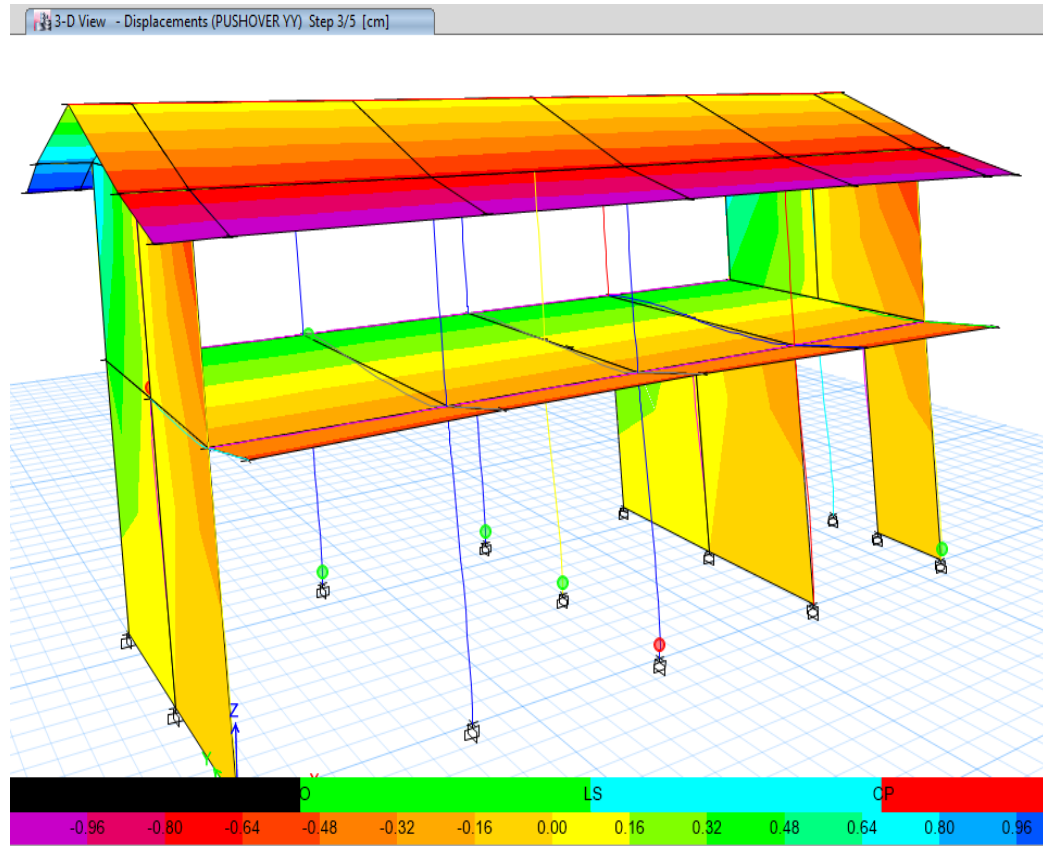


Figura 89. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección Y  
paso 3, con falla en una columna



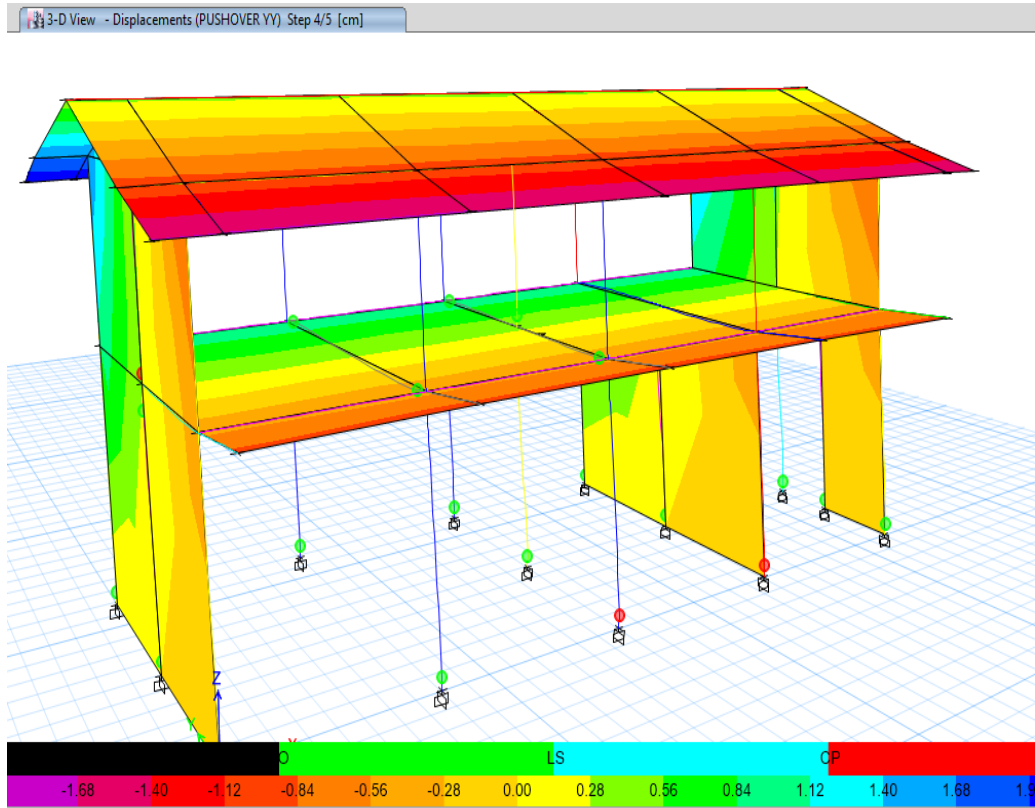


Figura 90. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección Y paso 4, con falla en una columna

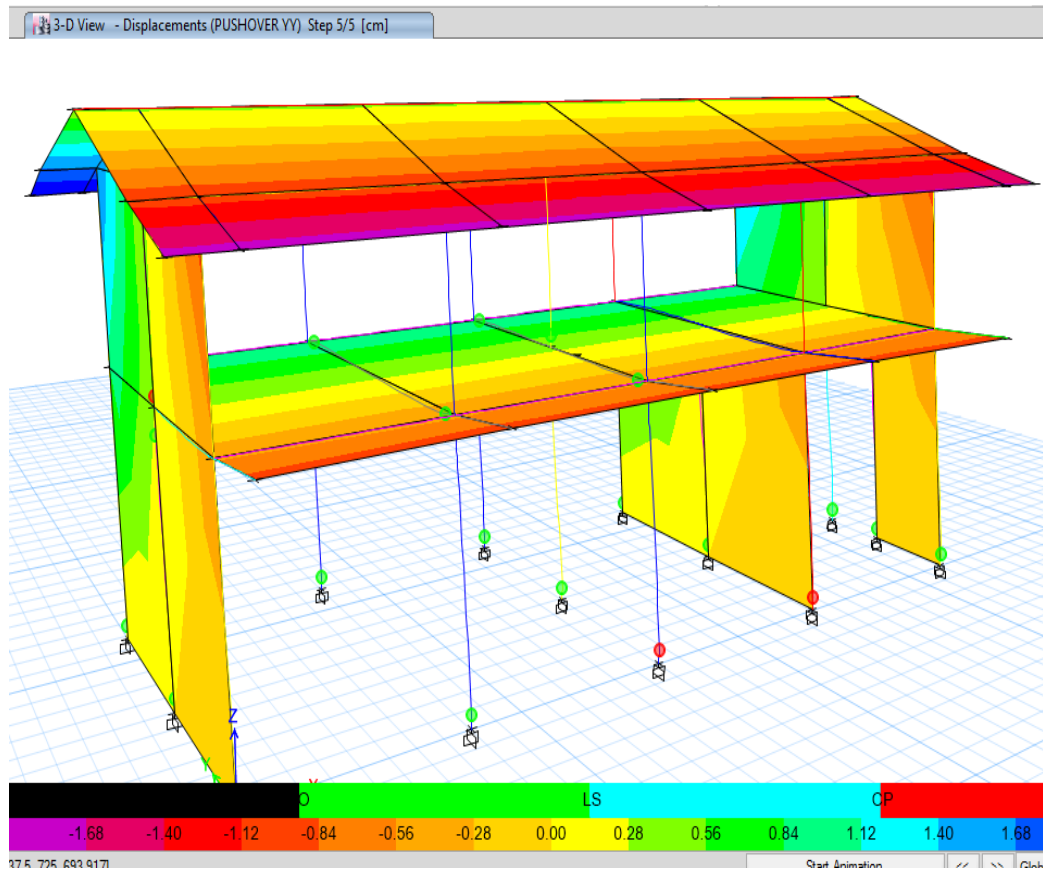


Figura 91. Aplicación de fuerzas monotónicas laterales en la dirección Y paso 5, con falla en dos columnas y el colapso de la estructura

#### IV. DISCUSION

No se ha realizado una verificación del cumplimiento de la normatividad del diseño de las cimentaciones, se asume que la falla estructural no es debida a problemas en las cimentaciones; es decir que la predicción que se haga como resultado de este estudio será debida al comportamiento estructural de la súper estructura, debida al diseño estructural.

Asimismo, cabe indicar que todas las mejoras que se hubieran podido dar durante el proceso constructivo, no pueden ser alcanzadas por este estudio, solo se ha procedido a juzgar el diseño prescrito en los planos estructurales del expediente técnico. Del mismo modo, tampoco es posible advertir los defectos y las alteraciones voluntarias o involuntarias que hayan podido ocurrir durante el proceso constructivo. En este tipo de estudios de predicción se puede contrastar el expediente inicial con el expediente final de obra que recoge todos los replanteos, mejoras o supresiones que hayan podido ocurrir y, que eventualmente pueden hacer variar significativamente el comportamiento estructural de la edificación.

En los resultados del estudio se encontró que el diseño estructural cumple con las derivas máximas establecidas en la norma de diseño sismo resistente E.030 que indica que el límite de distorsión del entrepiso (deriva) o distorsión angular, no debe ser mayor a 0.007. Este comportamiento satisfactorio de la estructura se ha encontrado tanto en el análisis sísmico estático como en el análisis sísmico dinámico. Se sabe que este es un diseño basado en rigideces que, según especificación en plano de estructuras, se espera que la estructura tenga un buen comportamiento en un desplazamiento máximo de 3.28 cm y un desplazamiento relativo de 2.12 cm.; para ese desplazamiento la estructura, si bien ya no tiene un comportamiento elástico, aún se comporta como funcional.

Desde el punto de vista del reforzamiento, se observa que, en los elementos estructurales columnas, el acero mínimo ha sido diseñado por encima del acero mínimo que debe tener la sección; todas las columnas tienen un acero mínimo, con una sección del refuerzo superior al 1% de la sección del elemento; sin embargo, los elementos estructurales vigas, no cumple con este criterio.

En el análisis sísmico estático se determina que la dirección más vulnerable ante una determinada sollicitación sísmica es la dirección Y. La cortante basal en esta dirección es de 55.75 tonf, mientras que en la dirección X es de 31.62 tonf.

La cortante estática ( $V_e$ ) calculada es de 61.81 tonf y la cortante dinámica, 80% de la  $V_e$ , es de 55.65 tonf. Fue necesario determinar un factor de escala para ajustar las cortantes del modelo y así determinar la cortante de diseño  $V_D = 55.65$  tonf. Estas cortantes son determinantes al momento de calcular la fuerza monotónica que ha de empujar lateralmente a la edificación en el análisis pushover.

En cuanto a la participación de la masa en los modos de vibración en ambas direcciones el porcentaje de participación es del 90 % contenido en los tres primeros modos, por lo que será suficiente para el análisis sean considerados los tres primeros modos.

En la dirección X y la dirección Y la estructura tiene un comportamiento similar cuando se presentan sollicitaciones sísmicas, frecuentes, ocasionales, raras, y muy raras cuando ocurren los desplazamientos previstos en el diseño; sin embargo, existe una diferencia significativa cuando la estructura se somete a sollicitaciones sísmicas mayores a las indicadas en las categorías anteriores.

En la dirección Y, que es la que presenta una mayor fuerza cortante los resultados obtenidos en el análisis pushover, según el FEMA 440 General, la estructura está diseñada para tener un desempeño en el rango de SEGURIDAD DE VIDA cuando es sometida al espectro de respuesta del ASCE 07-10 General una aceleración igual a 1g, con una cortante basal de 69.71 tonf. La estructura tendrá un comportamiento inelástico con

muchos daños estructurales y muy cercano al pre colapso con un desplazamiento máximo de 5.9 cm.

La estructura tendrá un desempeño funcional cuando la demanda sísmica es un sismo frecuente y un sismo raro cuyas aceleraciones son de 0.25 g. y 0.4g, respectivamente. La estructura tendrá un comportamiento inelástico y el desplazamiento máximo respectivo será de 3.28 y 3.92 cm. Asimismo, para un sismo muy raro de 0.5 g de aceleración, la estructura también tiene un desempeño funcional con desplazamiento máximo de 2.5 cm.

Sólo cuando ocurra un sismo de intensidad equivalente a 0.9 g la estructura alcanzará el colapso con un desplazamiento máximo de 7.26 cm.

Los resultados obtenidos en el análisis pushover, según el FEMA 440 General, la estructura está diseñada para tener un desempeño FUNCIONAL cuando es sometida al espectro de respuesta del ASCE 07- General una aceleración igual a 1g, con una cortante basal de 187.14 tonf. La estructura tendrá un comportamiento inelástico y 2.77 cm de desplazamiento máximo.

En esta misma dirección si se somete a una aceleración de 1 g pero con el espectro de respuesta de la norma peruana de diseño sismo resistente, la estructura también tendrá un desempeño funcional, con una cortante basal de 192.95 tonf y un desplazamiento de 3.67 cm.

La estructura tendrá un desempeño funcional cuando la demanda sísmica sea sismos frecuentes y sismos ocasionales cuyas aceleración son de 0.2 g y 0.25 g, respectivamente. En ambos casos la estructura tendrá un comportamiento elástico y los desplazamientos máximos correspondientes serán de 0.3 a 0.4 cm.

Si se tratase de un sismo raro, que es la demanda sísmica del espectro de la norma peruana de sismo resistencia E.030, cuya aceleración es de 0.4 g, la estructura también tendrá un desempeño funcional con un desplazamiento de 1.6 cm.

Para un sismo muy raro de 0.5 g de aceleración, la estructura tiene un desempeño funcional con desplazamiento máximo de 2.5 cm. Sólo cuando ocurra un sismo de gran intensidad equivalente a 1.7 g la estructura alcanzará el colapso con un desplazamiento máximo de 6.8 cm.

El mecanismo de colapso de la estructura resultante del análisis pushover, está dado por seis pasos en la dirección X y cinco pasos en la dirección Y. La formación de rótulas plásticas se inicia en las columnas y luego en las vigas, lo cual indica que la estructura no cumple con el criterio de viga débil y columna fuerte.

La columna que falla primero es la que se ubica en el eje A y el eje 5, luego la que se ubica en el eje A y el eje 6 y después la que se ubica en el eje A y el eje 4, con lo cual ocurre el colapso de la edificación.

## V. CONCLUSIONES

5.1. La estructura cumple con el control de distorsiones y la participación modal de la masa, según las disposiciones de la norma E.030 de diseño sismo resistente para la condición de Edificación esencial.

5.2. No cumple con el control de desplazamiento máximo de diseño para un comportamiento elástico; con este desplazamiento, la estructura incurre en el rango inelástico, pero se mantiene funcional.

5.3. El diseño del reforzamiento de los elementos estructurales cumple con las cuantías mínimas para columnas y es deficiente en vigas.

5.4. La ductilidad, para las de la estructura es 4.09 y no una ductilidad de 2 que es la ductilidad estimada en el diseño.

5.5. El desempeño de la estructura es satisfactorio si se produjera sismos frecuentes, ocasionales y raros, pues tiene un comportamiento elástico, sin embargo, para el caso de sismos raros que superen una aceleración de 0.9 g, la estructura alcanzará el colapso en la dirección Y con un desplazamiento de

5.6. La estructura no tiene un mecanismo de falla viga débil y columna fuerte.

## VI. RECOMENDACIONES

- 6.1. Reforzar la estructura en las columnas ubicadas en el eje A y el eje 5, en el eje A y el eje 6 y en el eje A y el eje 4. Se sugiere que se realice el mejoramiento con un muro estructural ubicado en el eje A, con dimensiones y reforzamiento diseñados.
- 6.2. Si no fuera posible el mejoramiento estructural, debe señalizarse como una zona insegura en caso de ocurrencia de sismo.
- 6.3. Se sugiere que los diseños de edificaciones esenciales se realicen utilizando la metodología de diseño por desplazamientos o diseño por capacidad.



## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 7.1. ATC 40 (SSC, 1996) Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings, SSC Repor N°96-01, Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California. Developed by the applied Technology Council, Redwood City, California.
- 7.2. FEMA 350 (FEMA, 2000a), Recommended Seismic Desing Criteria for New Steel Moment – Frame Building, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 7.3. FEMA 356 (FEMA, 2000b), Prestandar and Comentary for the Seismic Rehabilitation Building, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 7.4. Bazan E., Meli R. (2010), Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa, MexicoD.F., 320 pp.
- 7.5. BEDOYA-RUIZ, D. [et al.].2015. Modelo dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sísmico de viviendas de ferrocenro. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño de Ingeniería, 31(3), pp. 139-145. [consulta: 15-09-2016].
- 7.6. CHALCO MAMANI, G.2015. Análisis estático lineal de pórticos de concreto armado mediante el método de elementos de contorno.pp.103. Tesis para optar el grado de magíster, Pontificia Universidad católica del Perú.
- 7.7. HUARINGA HUAMANI, P. 2015. Evaluación de la respuesta sísmica no lineal de reservorios elevados tipo intze, pp.70. Tesis maestral, Pontificia Universidad católica del Perú.
- 7.8. FLORES BARRETO, T. 2003. Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado [En línea].Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil, Pontificia Universidad católica del Perú. [Consulta: 17-09-2016]. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/67/FLO>

RES\_TEODORICO\_CONTROL\_ROTULAS\_CONCRETO.pdf?sequence=1&isAllowed=y.

7.9. MATIAS–SILVA, W.T. [et al.].2016. Análisis no lineal de pórticos planos usando la formulación corrotacional con elemento viga timoshenko. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño de Ingeniería [en línea], [consulta: 15-09-2016]. Disponible en: <http://www.elsevier.es/es-revista-revista-internacional-metodos-numericos-calculo-338-avance-resumen-analisis-no-lineal-porticos-planos-S0213131516300049?referer=buscador>.

7.10. PINTO RODRIGUEZ, G. 2012. Evaluación del desempeño sísmico de puentes basado en desplazamientos, pp. 123. Tesis maestra, Instituto de Ingeniería Universidad Autónoma de México.

## VIII. ANEXOS



Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Perez Mundaca, Alberto
D.N.I. : 26695066
Domicilio : MZ-G L-07 Los Cedros de la Pradera- Pimentel - Chiclayo
Teléfono : Fijo : ..... Móvil : 930227350
E-mail : albertoperez\_10@hotmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad: Presencial
[ ] Tesis de Pregrado
Facultad : .....
Escuela : .....
Carrera : .....
Título : .....

[x] Tesis de Post Grado
[ ] Maestría [ ] Doctorado
[x] Grado : Maestro en Ingeniería Civil
Mención : Estructuras

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:
Pérez Mundaca, Alberto

Título de la tesis:
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESENCIALES
MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS INELÁSTICO POR DESPLAZAMIENTOS
Año de publicación : 2019

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,
Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis. [x]
No autorizo a publicar en texto completo mi tesis. [ ]

Firma : Fecha : 10 de abril de 2019

Handwritten signature of Alberto Pérez Mundaca over a dashed line.



**ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS**

Yo, **Walter Antonio Campos Ugaz** asesor del curso de desarrollo del trabajo de investigación y revisor de la tesis del maestrante: **ALBERTO PÉREZ MUNDACA**, Titulada: **“EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO EN EDIFICACIONES ESENCIALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANALISIS INELÁSTICO POR DESPLAZAMIENTOS”**. Constató que la misma tiene un índice de similitud de 10%.

Verificable en el reporte de originalidad del programa *turnitin*.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chiclayo, 11 de noviembre de 2018

.....  
Dr. Walter Antonio Campos Ugaz  
Docente asesor de tesis  
DNI: 16674409

CAMPUS CHICLAYO  
Carretera Pimentel km. 3.5

# EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO EN EDIFICACIONES ESENCIALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANALISIS INELÁSTICO POR DESPLAZAMIENTOS

## INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>10%</b>	<b>9%</b>	<b>1%</b>	<b>5%</b>
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>pt.slideshare.net</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>2</b>	<b>Submitted to Universidad Cesar Vallejo</b> Trabajo del estudiante	<b>1%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>4</b>	<b>www.scipedia.com</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru</b> Trabajo del estudiante	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>www.nehrp.gov</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>futur.upc.edu</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>8</b>	<b>Encyclopedia of Earthquake Engineering,</b>	



# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE  
ESCUELA DE POSGRADO

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

**ALBERTO PEREZ MUNDACA**

INFORME TÍTULADO:

**EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO EN EDIFICACIONES ESENCIALES MEDIANTE LA  
APLICACIÓN DEL ANALISIS INELÁSTICO POR DESPLAZAMIENTOS**

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

**MAESTRO INGENIERIA CIVIL CON MENCION EN ESTRUCTURAS**

---

SUSTENTADO EN FECHA: **15 DE MARZO DE 2019**

NOTA O MENCIÓN: **APROBADO POR UNANIMIDAD**



*[Handwritten Signature]*  
FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN