



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA EDIFICACION DE AULAS GENERALES DE LA UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)”

Presentado por:

Bach. Mendoza Escalante Camilo

Bach. Rivera Giraldez Cesar Augusto

Para optar al Título Profesional de Ing. Civil

Asesor: Ing. Heiner Soto Flórez

CUSCO-PERÚ

2020



DEDICATORIA

A Dios

Mi agradecimiento es para quien ha forjado mi camino y me dirige por el sendero correcto, a Dios, quien me da la fortaleza, la protección. Tú quién eres mi guía en esta vida llena de sueños y esperanzas.

A mi Esposa e Hijos:

A mi esposa Shirley Villafuerte Salazar, por apoyarme en todo momento, por tu amor inmenso y dedicación incondicional.

A mis hijos Fabio Valentino Mendoza Villafuerte y Piero Antoine Mendoza Villafuerte no tengo palabras para decirles lo mucho que los amo. por entender estos momentos de sacrificio y por darme esa fuerza para seguir adelante. Ustedes son mi principal motivación.

A mi Madre y Hermanos

A mi madre Elisa Escalante Frisancho, tengo mucho que agradecerte, por tu gran amor y devoción a tus hijos.

A mis hermanos Mijail, Sandro y Abelardo Mendoza Escalante por sus palabras de aliento, por sus consejos y apoyo incondicional a lo largo de nuestras vidas.

Camilo Mendoza Escalante



DEDICATORIA

A Dios

*Por darme la sabiduría, salud y fortaleza
para poder cumplir con mis objetivos y
metas que alguna vez soñé y que se van
cumpliendo.*

A mis padres:

Timoteo Rivera Quinto y Norma Giraldez Huamán

*Por darme la vida y por haberme formado como la persona
que soy ahora, por su amor inmenso y dedicación
incondicional, por darme la oportunidad de estudiar y ser
profesional, apoyarme en todos los objetivos que me
propongo, todos mis logros se los debo a ustedes, gracias por
todo lo que me dan.
Los amo con todo el corazón.*

A mis hermanos

Mario Humberto Rivera Giraldez

*Por brindarme los consejos y apoyarme
incondicionalmente a lo largo de nuestras
vidas.*

Miguel Ángel Rivera Giraldez

*Por darme el apoyo moral para ser un
ejemplo a seguir.*

Cesar Augusto Rivera Giraldez



AGRADECIMIENTOS

A nuestra casa de estudios Universidad Andina del Cusco por la formación profesional que nos brindó a lo largo de esta travesía y por tener ingenieros docentes de gran calidad que despertaron la pasión por la ingeniería civil.

A nuestro asesor Ing. Heiner Soto Flórez por su gran y constante apoyo a la investigación, porque gracias a su compromiso y experiencia de trabajo de asesoría se ha logrado una importante contribución esta investigación de tesis.

A nuestros dictaminantes Ing. Jorge Álvarez Espinoza junto con Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas por brindar y darnos sus consejos, experiencias y conocimientos compartidos en el proceso de esta investigación, un especial agradecimiento a los ingenieros, sin su cooperación esta investigación no se habría logrado de esta manera tan satisfactoria.



RESUMEN

En la presente tesis de investigación se desarrolla la explicación teórica y aplicación de la evaluación del desempeño sismo resistente de una estructura con 13 niveles ubicada en el campus universitario de la Universidad Andina del Cusco. Se plantea el proceso de evaluación en base al diseño realizado y a una corroboración de las medidas de los elementos estructurales comprendidos de columnas, vigas y muros de corte, con el objeto de estudiar su comportamiento frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

Los modelos estructurales se basaron en función a los criterios y requerimientos establecidos en la normativa peruana vigente de diseño sismorresistente, concreto armado y cargas (NTP E. 020, E. 030 y E. 060), el análisis estructural para las cargas de gravedad y de sismo se desarrolló en el programa ETABS en su V.16 educativa, adicionalmente los modelos se validaron mediante un cálculo manual correspondiente a las rotulas plásticas y análisis estático lineal.

La configuración estructural del refuerzo de acero se detalla en los planos de diseño realizados en el expediente técnico de la edificación previamente a la ejecución del proyecto, además se realizó un levantamiento de información de campo para corroborar las medidas y usos de la estructura. Posteriormente se realiza un análisis estático lineal siguiendo lo establecido en la normativa peruana E.030, donde se determina el sistema estructural, irregularidades, cortantes basales y derivas máximas de entrepiso o desplazamientos de la estructura.

Una vez realizado este proceso se procede a realizar un análisis estático no lineal – pushover siguiendo las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. Obteniéndose las curvas capacidad del sistema estructural en estudio y el mecanismo de formación de rotulas plásticas en sus elementos que muestra el mecanismo de falla de la estructura a medida que la fuerza cortante se incrementa.

En la dirección de análisis X-X, la primera rotula plástica se forma en el elemento viga con un desplazamiento de 0.037 m o 3.7 cm y con una cortante basal de 2058.38 ton, el máximo desplazamiento antes de incursionar al colapso es de 43 cm con una fuerza basal de 4407.73 ton.

En la dirección de análisis Y-Y la primera rotula plástica se forma también en el elemento viga con un desplazamiento de 0.549017 m o 54.90 cm y con una cortante basal de



3457.79 ton, el máximo desplazamiento de la estructura es de 94.2104 cm con una cortante basal de 3966.71 ton.

El punto de desempeño de las estructuras se determina mediante la aplicación del método establecido en la normativa internacional: Método de coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-13) resultado que nos permite evaluar el punto de desempeño en función de un desplazamiento y una fuerza cortante en la base.

La demanda sísmica se define a partir del espectro de diseño de la normativa peruana E. 030 “Diseño sismorresistente”, realizando factores de modificación al coeficiente de reducción sísmica R_o para cada nivel de amenaza sísmica, en total se consideraron 6 niveles de amenaza sísmica con una probabilidad de excedencia del 10% en función del periodo de retorno de los sismos, se considera al sismo de diseño al sismo con una probabilidad de retorno de 475 años establecido en la normativa NTP E030.

En la estructura estudiada para la dirección de análisis X-X, para un sismo de servicio la estructura posee un nivel de desempeño de ocupación inmediata IO, para el sismo de diseño la estructura se encuentra en seguridad de vida LS y finalmente para la condición crítica (sismo máximo) esta estructura se encuentra también en el nivel de seguridad de vida LS.

Por otro lado, para la dirección de análisis Y-Y, la estructura para un sismo de servicio se encuentra en un nivel de ocupación inmediata IO, para un sismo de diseño se encuentra en un nivel de seguridad de vida LS y finalmente para la condición crítica (sismo máximo) se encuentra en un nivel de colapso progresivo CP.

Estos resultados de desempeño serán comparados con los objetivos de diseño para esta categoría estructural según la filosofía de diseño indicado en la normativa peruana NTP E030.

Palabras clave: *Análisis lineal, derivas de entrepiso, Análisis Estático no Lineal, Rotulas plásticas, Pushover, desplazamientos máximos, Método de coeficientes, Demanda Sísmica, Desempeño Sísmico, Objetivo de Desempeño.*



ABSTRACT

In this research thesis, the theoretical explanation and application of the earthquake resistant performance evaluation of a structure with 13 levels located on the university campus of the Andean University of Cusco is developed. The evaluation process is proposed based on the design carried out and a corroboration of the measurements of the structural elements comprised of columns, beams and shear walls, in order to study their behavior against different levels of seismic threat.

The structural models were based on the criteria and requirements established in the current Peruvian regulations for earthquake resistant design, reinforced concrete and loads (NTP E. 020, E. 030 and E. 060), the structural analysis for gravity loads and earthquake was developed in the ETABS program in its educational V.16, additionally the models were validated by means of a manual calculation corresponding to the plastic hinges and linear static analysis.

The structural configuration of the steel reinforcement is detailed in the design plans made in the technical file of the building prior to the execution of the project, in addition, a field information survey was carried out to corroborate the measurements and uses of the structure. Subsequently, a linear static analysis is carried out following what is established in the Peruvian regulation E.030, where the structural system, irregularities, basal shear and maximum mezzanine drifts or displacements of the structure are determined.

Once this process has been carried out, a non-linear static analysis - pushover is carried out, following the recommendations given by ASCE / SEI 41-13. Obtaining the capacity curves of the structural system under study and the mechanism of formation of plastic hinges in its elements that shows the failure mechanism of the structure as the shear force increases.

In the XX analysis direction, the first plastic ball joint is formed in the beam element with a displacement of 0.037 m or 3.7 cm and with a basal shear of 2058.38 ton, the maximum displacement before entering the collapse is 43 cm with a basal force of 4407.73 ton.

In the analysis direction YY the first plastic ball joint is also formed in the beam element with a displacement of 0.549017 m or 54.90 cm and with a basal shear of 3457.79 ton, the maximum displacement of the structure is 94.2104 cm with a basal shear of 3966.71 ton.



The performance point of the structures is determined by applying the method established in the international regulations: Coefficient method (FEMA 440, ASCE / SEI 41-13), a result that allows us to evaluate the performance point based on a displacement and a shear force at the base.

The seismic demand is defined from the design spectrum of the Peruvian regulation E. 030 "Seismic resistant design", making modification factors to the coefficient of seismic reduction R_o for each level of seismic hazard, in total 6 levels of seismic hazard were considered with A probability of exceedance of 10% depending on the return period of the earthquakes, the design earthquake is considered to be the earthquake with a return probability of 475 years established in the NTP E030 regulation.

In the structure studied for the analysis direction XX, for a service earthquake the structure has a performance level of immediate occupancy IO, for the design earthquake the structure is in life safety LS and finally for the critical condition (earthquake maximum) this structure is also in life safety level LS.

On the other hand, for the analysis direction YY, the structure for a service earthquake is at an immediate occupancy level IO, for a design earthquake it is at a life safety level LS and finally for the critical condition (maximum earthquake) is at a level of progressive collapse CP.

These performance results will be compared with the design objectives for this structural category according to the design philosophy indicated in the Peruvian standard NTP E030.

Keywords: *Linear Analysis, Mezzanine Drifts, Nonlinear Static Analysis, Plastic Balls, Pushover, Maximum Displacements, Coefficient Method, Seismic Demand, Seismic Performance, Performance Objective*



INTRODUCCIÓN

En la actualidad, Perú es uno de los países que se encuentran dentro del cinturón de fuego del pacífico, término que se le dio debido a la alta probabilidad de ocurrencia de sismos ocasionados por los movimientos entre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana, como se evidencio a lo largo de la historia, la mayoría de las perdidas, tanto de vidas como económicas ocasionadas por los terremotos son consecuencia de un comportamiento sísmico deficiente de las estructuras.

El diseño sismo resistente de edificaciones que son actualmente elaborados con normas latinoamericanas, incluido nuestra norma peruana, tienen una característica en común, se basan en criterios de protección sísmica ante un solo nivel de amenaza sísmica para la cual la estructura no debería colapsar, pero no se tiene certeza de cómo se comportara la estructura a lo largo de su vida útil, ante múltiples sismos de diferentes intensidades, entonces surge la necesidad de desarrollar un estudio de desempeño sísmico de las estructuras ante estas diferentes demandas sísmicas, siendo su principal objetivo reducir la vulnerabilidad al colapso apoyándose en un control explícito del daño estructural.

Para poder realizar esta evaluación se puede utilizar una metodología que es denominado diseño sísmico basado en el control del desplazamiento lateral, que nos ayuda a evaluar la máxima demanda de desplazamiento lateral en la estructura y compararla con umbrales de desplazamiento asociados a los diferentes niveles de desempeño recomendado por normas internacionales. Los estados límite del comportamiento, procedimiento seguido por el ATC-40, FEMA y Comité Visión 2000 (SEAOC) de los EE. UU servirán solamente de guía por referirse a estructuras de concreto armado.

El diseño que está basado en el desempeño propuestos por estas normativas, tiene como objetivo principal conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un determinado evento sísmico, además garantiza que las estructuras sean capaces de resistir sismos leves o de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos severos sin que produzca el colapso.

En la actualidad, se cuenta con métodos de análisis que permiten desarrollar esta filosofía de diseño, como es el análisis no lineal para obtener la capacidad de la estructura, esta metodología está basada en una secuencia de pasos que permitirán obtener el desplazamiento máximo de la estructura en el nivel más alto de la edificación.



La presente investigación consta de dos grandes partes, la primera corresponde al modelado estructural apoyándose en el software de diseño estructural ETABS V.16 en su versión estudiantil y la verificación del análisis lineal obteniendo las derivas de entrepiso y la secuencia de diseño según normativa peruana, y la segunda es realizar el análisis no lineal aplicando el push over para determinar los niveles de desempeño de una edificación de 13 niveles ubicada dentro del campus universitario de la Universidad Andina del Cusco.

En el capítulo I se menciona los aspectos generales del proyecto, en el capítulo II se describe el marco teórico del análisis por desempeño y las diferentes metodologías para su obtención, en el capítulo III se desarrolla los procedimientos para la obtención de los resultados del análisis lineal y posteriormente aplicar el análisis no lineal para poder evaluar el desempeño sísmico de la estructura, estos comprenden la aplicación del ATC-40, ASCE 41-13, FEMA 356 y 440 para la determinación del desempeño sísmico; en el capítulo IV se muestran los resultados obtenidos de la investigación, en el capítulo V se describen las conclusiones y las recomendaciones.



INDICE GENERAL

DEDICATORIA i

DEDICATORIA ii

AGRADECIMIENTOS iii

RESUMEN iv

ABSTRACT vi

INTRODUCCIÓN..... viii

INDICE GENERAL x

INDICE DE TABLAS xvii

INDICE DE FIGURAS xx

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 1

1.1. Identificación del problema 1

1.1.1.Descripción del problema 1

1.1.1.1.Ubicación geográfica 2

1.1.2.Problema general 3

1.1.2.1.Formulación interrogativa de los problemas específicos 3

1.2.Justificación e importancia de la investigación 4

1.2.1.Justificación técnica..... 4

1.2.2.Justificación Social 4

1.2.3.Justificación por viabilidad..... 4

1.2.4.Justificación por relevancia 5

1.3.Limitaciones de la Investigación. 5

1.3.1.Limitación de lugar de investigación..... 5

1.3.2.Limitación de normativas 6

1.3.3.Limitación de materiales de construcción 6

1.3.4.Limitación de procedencia de datos 6

1.4. Objetivos..... 7

1.4.1. Objetivo General 7

1.4.2. Objetivos Específicos 7



CAPITULO II: MARCO TEORICO..... 8

2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual 8

2.1.1. Antecedentes a Nivel Local..... 8

2.1.2. Antecedentes a Nivel Nacional..... 9

2.1.3. Antecedentes a Nivel Internacional..... 12

2.2. Aspectos teóricos pertinentes 13

2.2.1. Sismicidad 13

2.2.1.1. Sismos..... 13

2.2.1.2. Ondas Sísmicas..... 14

2.2.1.3. Peligro sísmico 15

2.2.2. Respuesta estructural 17

2.2.2.1. Rigidez..... 17

2.2.2.1.1. Factores que influyen en la rigidez:..... 17

2.2.2.2. Resistencia o Capacidad estructural 21

2.2.3. Comportamiento estructural no lineal 21

2.2.3.1. No linealidad mecánica 22

2.2.3.2. No linealidad geométrica..... 22

2.2.4. Análisis Estructural 22

2.2.4.1. Análisis lineales..... 22

2.2.4.1.1. Análisis estáticos lineales 22

2.2.4.1.2. Análisis dinámicos lineales 23

2.2.4.2. Análisis no lineales..... 23

2.2.4.2.1. Análisis estático no lineal..... 23

2.2.4.2.2. Análisis dinámico no lineal. 24

2.2.5. Desempeño sísmico 24

2.2.5.1. Concepto de ATC-40..... 25

2.2.5.2. Concepto de SEAOC..... 25



2.2.6. Niveles de desempeño sísmico	26
2.2.6.1. Propuesta de ATC 40.....	27
2.2.6.2. Propuesta de Comisión Visión 2000	29
2.2.7. Demanda sísmica.....	31
2.2.7.1. Niveles de amenaza sísmica	31
2.2.7.1.1. Propuesta de ATC 40.....	32
2.2.7.1.2. Propuesta de Comisión Visión 2000	32
2.2.8. Objetivo de desempeño sísmico	33
2.2.8.1. Propuesta de ATC 40.....	34
2.2.8.2. Propuesta de la Comisión Visión 2000	34
2.2.9. Modelo inelástico para secciones y elementos	35
2.2.9.1. Diagrama Momento – Curvatura.....	36
2.2.9.2. Diagrama Momento – Rotación	37
2.2.9.3. Diagrama Simplificado Momento-Rotación	38
2.2.9.4. Relación Fuerza – Deformación	38
2.2.9.4.1. Vigas.....	40
2.2.9.4.2 Columnas.....	40
2.2.9.4.3 Muros de corte	40
2.2.10. Rótulas Plásticas	41
2.2.10.1 Vigas.....	42
2.2.10.2 Columnas	42
2.2.10.3 Muros de corte	43
2.2.11. Análisis Push over	44
2.2.11.1. Procedimiento de análisis Push over	46
2.2.11.1.1. Definición de patrones de carga	47
2.2.12. Curva de capacidad.....	49
2.2.12.1. Ductilidad	50



2.2.12.2. Sobre resistencia 51

2.2.13. Métodos para estimar el punto de desempeño..... 52

2.2.13.1. Método del espectro de capacidad..... 52

2.2.13.1.1. Procedimiento propuesto en el FEMA 440 52

2.2.13.2. Método de coeficientes 53

2.2.13.2.1. Procedimiento propuesto en el FEMA 356 53

2.2.13.2.2. Procedimiento propuesto en el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13..... 58

2.2.14. Evaluación del desempeño sísmico 61

2.3. Hipótesis 62

2.3.1. Hipótesis General 62

2.3.2. Sub Hipótesis..... 63

2.4. Definición de variables 63

2.4.1. Variables independientes 63

2.4.1.1. Método Push Over 63

2.4.2. Variables dependientes 63

2.4.2.1. Nivel de desempeño sísmico 63

2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables 64

CAPITULO III: METODOLOGIA 66

3.1. Metodología de la Investigación 66

3.1.1. Enfoque de la investigación..... 66

3.1.2. Nivel o Alcance de la Investigación 66

3.1.3. Método de Investigación 66

3.2. Diseño de la Investigación..... 67

3.2.1. Diseño Metodológico 67

3.2.2. Diseño de Ingeniería..... 67

3.3. Población y Muestra 69

3.3.1. Población 69



3.3.1.1. Descripción de la Población	69
3.3.1.2. Cuantificación de la Población	69
3.3.2. Muestra	69
3.3.2.1. Descripción de la Muestra	69
3.3.2.2. Cuantificación de la Muestra	69
3.3.2.3. Método de Muestreo	69
3.3.2.4. Criterios de Evaluación de Muestra	70
3.3.3. Criterios de Inclusión	70
3.4. Instrumentos	70
3.4.1. Instrumentos Metodológicos o Instrumentos de Recolección de Datos	70
3.4.2. Instrumentos de Ingeniería	74
3.5. Procedimientos de Recolección de Datos	74
3.5.1. Verificación de elementos estructurales y distribución de la edificación.	74
3.6. Procedimiento de Análisis de Datos	77
3.6.1. Planteamiento de evaluación	77
3.6.1.1. Modelado de la estructura	77
3.6.1.1.1. Creación de grillas	77
3.6.1.1.2. Definición de materiales de concreto y acero	79
3.6.1.1.3. Definición de secciones tipo frame - Vigas y columnas	81
3.6.1.1.4. Definición de secciones tipo Wall - Muros de Corte	90
3.6.1.1.5. Definición de secciones de losas Aligeradas, Macizas y Nervadas	92
3.6.1.1.6. Asignación de Piers en Muros Estructurales	96
3.6.1.1.7. Definición de patrones de carga	98
3.6.1.1.8. Análisis de cargas por gravedad	98
3.6.1.1.9. Asignación de brazos rígidos	113
3.6.1.1.10. Asignación de diafragmas rígidos	114
3.6.1.1.11. Asignación de empotramientos en la base	115



3.6.1.1.12. Asignación de mesh en losas	116
3.6.1.2. Parámetros para análisis modal espectral	116
3.6.1.2.1. Definición de espectro de respuesta	116
3.6.1.2.2. Definición de casos de carga	118
3.6.1.2.3. Definición de modos de vibración.....	119
3.6.1.2.4. Definición de la masa o peso de la edificación	120
3.6.1.2.5. Generación de combinaciones de carga.....	121
3.6.2. Análisis estático lineal	123
3.6.2.1. Determinación del sistema estructural.....	123
3.6.2.2. Irregularidades estructurales.....	124
3.6.2.2.1. Irregularidad en altura (Ia).....	124
3.6.2.2.2. Irregularidad en planta (Ip).....	133
3.6.2.3. Espectro de respuesta con irregularidades de entrepiso	141
3.6.2.4. Sismo estático	143
3.6.2.4.1. Masa participativa	143
3.6.2.4.2. Periodos de vibración.	143
3.6.2.4.3. Coeficiente de cortante basal.....	144
3.6.2.5. Derivas de entrepiso	145
3.6.3. Análisis estático no lineal	147
3.6.3.1. Cortante basal mínima	147
3.6.3.2. Asignación de rigideces efectivas	150
3.6.3.3. Push Over	153
3.6.3.3.1. Patrón de carga lateral	153
3.6.3.3.2. Carga gravitacional no lineal (CGNL)	155
3.6.3.3.3. Casos de carga PUSH OVER (PUSHX y PUSHY)	155
3.6.3.3.4. Definición de punto de control	157
3.6.3.4. Rotulas plásticas	158



3.6.3.4.1. Modelos de comportamiento para los elementos estructurales	158
3.6.3.5. Resultados del análisis Push over	177
3.6.3.5.1. Dirección X – X	177
3.6.3.5.2. Dirección Y – Y	182
3.6.4. Evaluación del desempeño sísmico	185
3.6.4.1. Objetivos de desempeño	185
3.6.4.2. Demanda sísmica	185
3.6.4.3. Punto de desempeño	189
3.6.4.3.1. Representación bilineal de la curva de capacidad	189
3.6.4.4. Límites de desempeño	194
3.6.4.5. Puntos de desempeño	194
3.6.4.6. Evaluación de Puntos de desempeño	207
CAPITULO IV: RESULTADOS	210
4.1. Análisis Estático Lineal	210
4.1.1. Sistema estructural	210
4.1.2. Irregularidades estructurales	210
4.1.3. Espectro de respuesta	210
4.1.4. Derivas de entrepiso	210
4.2. Análisis Estático no Lineal	211
4.2.1. Fuerzas pushover	211
4.2.2. Curva de capacidad	212
4.2.3. Ductilidad	213
4.2.4. Demanda sísmica	213
4.2.5. Desempeño sísmico	213
CAPITULO V: DISCUSION	216
GLOSARIO	218
CONCLUSIONES	220
RECOMENDACIONES	223



BIBLIOGRAFIA	224
ANEXO 1	227
ANEXO 2	239
ANEXO 3	248
ANEXO 4	250
ANEXO 5	268
ANEXO 6	275
ANEXO 7	277
ANEXO 8	283
ANEXO 9	284
ANEXO 10	285
ANEXO 11	308

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de Zonificación Sísmica	16
Tabla 2 Niveles de Desempeño de las Estructuras	29
Tabla 3 Descripción de los Estados de Daño para los Diferentes Niveles de Desempeño	31
Tabla 4 Niveles de Desempeño Sísmico	32
Tabla 5 Niveles de Amenaza Sísmica en Función del Periodo de Retorno y Probabilidad de Excedencia	33
Tabla 6 Definición de un Objetivo de Desempeño	34
Tabla 7 Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Esenciales	34
Tabla 8 Valores para el Factor de Modificación Co.....	56
Tabla 9 Valores de Factor de Masa Efectiva	57
Tabla 10 Valores para el Factor de Modificación C2.....	57
Tabla 11 Límites de Deriva Según el ATC – 40	61
Tabla 12 Límites de Deriva Según el Comité Visión 2000.....	62
Tabla 13 Cuadro de Operacionalización de Variables	65
Tabla 14 Medidas Estructurales de Columnas de la Edificación	71
Tabla 15 Medidas de Espesor de Losas de Entrepiso.....	71
Tabla 16 Medidas de Muros Estructurales de la Edificación	72
Tabla 17 Medidas Estructurales De Vigas	73
Tabla 18 Medidas Estructurales De Vigas	73



Tabla 19 Propiedades del Concreto y Acero de Refuerzo para Evaluación	79
Tabla 20 Área de Varillas de Acero de Refuerzo Comercial	84
Tabla 21 Metrado de Cargas de Escaleras Metálicas	100
Tabla 22 Metrado de Cargas de Cobertura de Techo	102
Tabla 23 Carga por Metro Lineal de Tabiquería	104
Tabla 24 Carga Equivalente en Tabiquería	105
Tabla 25 Medidas de Bloque de Vidrio en Tabiques	106
Tabla 26 Cálculo de Peso de Tabique de Bloque de Vidrio	106
Tabla 27 Cálculo del Peso de la Plancha de Drywall	107
Tabla 28 Cálculo del Marco de Aluminio	107
Tabla 29 Cálculo de Tabique de Drywall	108
Tabla 30 Cargas Distribuidas por Uso. NTP E.020.....	113
Tabla 31 Determinación del Sistema Estructural en Dirección X.....	123
Tabla 32 Determinación del Sistema Estructural en Dirección Y.....	124
Tabla 33 Cálculo de la Rigidez.....	125
Tabla 34 Cálculo de Resistencia por Corte de Entrepiso	127
Tabla 35 Cálculo de Pesos de Entrepiso.....	128
Tabla 36 Comprobación de Irregularidad de Geometría Vertical	129
Tabla 37 Cálculo de Irregularidad de Discontinuidad de Sistemas Resistentes.....	132
Tabla 38 Resumen de Irregularidades en Altura	133
Tabla 39 Determinación de Desplazamientos de Entrepiso	135
Tabla 40 Determinación de Desplazamientos Relativo y Desplazamiento Elástico....	135
Tabla 41 Cálculo de Desplazamiento Relativo Promedio en Dirección X.....	136
Tabla 42 Cálculo de Desplazamiento Relativo Promedio en Dirección Y.....	137
Tabla 43 Determinación de Irregularidad Torsional	138
Tabla 44 Determinación de Irregularidad de Esquinas Entrantes	139
Tabla 45 Cálculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma.....	140
Tabla 46 Irregularidades en Planta	141
Tabla 47 Masa Participativa y Periodos de Vibración	143
Tabla 48 Derivas de Entrepiso en Dirección X.....	146
Tabla 49 Derivas Elásticas de Entrepiso en Dirección Y	146
Tabla 50 Comprobación de Derivas de Entrepiso	147
Tabla 51 Comparación de Cortantes Dinámicas y Estáticas	148
Tabla 52 Comparación de Cortantes y Factores.....	148



Tabla 53 Factor de Calibración de Sismos Dinámicos..... 149

Tabla 54 Rigideces Efectivas de los Elementos 151

Tabla 55 Patrón de Cargas Laterales 153

Tabla 56 Distribución de Acero..... 159

Tabla 57 Característica de la Viga y los Materiales 159

Tabla 58 Cálculo de Cuantías de la Viga 160

Tabla 59 Calculo de Acero en Corte y Fuerza Cortante..... 160

Tabla 60 Verificación Conforme o No Conforme del Refuerzo Transversal..... 160

Tabla 61 Obtención de Parámetros de Curvatura..... 162

Tabla 62 Cálculo de Valores de Rotula para Momento Negativo..... 162

Tabla 63 Cálculo de Cuantía Transversal en Columna 168

Tabla 64 Calculo Fuerzas Cortantes y Actuantes..... 168

Tabla 65 Verificación de Conformidad de la Sección..... 169

Tabla 66 Calcular la Fuerza Cortante Ejercida en Ambas Direcciones de Análisis..... 169

Tabla 67 Carga Axial en Columnas..... 170

Tabla 68 Obtención de Parámetros de Rotula Plástica..... 170

Tabla 69 Longitudes Plásticas en Muros de Cortes..... 177

Tabla 70 Desplazamiento Vs. Cortante en Dirección X-X 181

Tabla 71 Cortante Vs. Desplazamiento en Dirección Y-Y 184

Tabla 72 Periodos de Retorno 186

Tabla 73 Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones Para Cada Nivel de Sismo en X-X..... 187

Tabla 74 Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones Para Cada Nivel de Sismo en Y-Y 188

Tabla 75 Curva de Capacidad Dirección X-X..... 190

Tabla 76 Curva de Capacidad Dirección Y-Y..... 192

Tabla 77 Límites de Desempeño Dirección X..... 194

Tabla 78 Límites de Desempeño Dirección Y..... 194

Tabla 79 Puntos de Desempeño en la Dirección X 207

Tabla 80 Puntos de Desempeño en la Dirección Y 207

Tabla 81 Evaluación de Desempeño en Dirección X-X..... 208

Tabla 82 Evaluación de Desempeño en Dirección X-X para Verificación de Objetivo 208

Tabla 83 Evaluación de Desempeño en Dirección Y-Y..... 209



Tabla 84 Evaluación de Desempeño en Dirección Y-Y para Verificación de Objetivo	209
Tabla 85 Modelamiento de Parámetros y Criterios de Aceptación Para Procedimientos No Lineales – Vigas de Concreto Reforzado	275
Tabla 86 Modelamiento de Parámetros y Criterios de Aceptación Para Procedimientos No Lineales – Columnas de Concreto Reforzado	276

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Imagen Satelital de Ubicación del Edificio de Aulas Generales UAC	3
Figura 2 Distribución Espacial de la Actividad Sísmica en el Perú 1960-2007.....	14
Figura 3 Tipos de ondas sísmicas	15
Figura 4 Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.....	16
Figura 5 Modelo para Concreto Confinado	18
Figura 6 Modelo Elastoplástico Perfecto.....	19
Figura 7 Variaciones de Área A y Momento de Inercia I para Viga (Izquierda) y Columna (Derecha)	20
Figura 8 Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño	26
Figura 9 Objetivo de Desempeño Propuesto por Visión 2000	35
Figura 10 Diagrama Momento - Curvatura típica	37
Figura 11 Curvatura y Rotación de una Sección	38
Figura 12 Diagrama Momento - Rotación Simplificado	38
Figura 13 Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Componentes	39
Figura 14 Formación de Rotula Plástica en Vigas	42
Figura 15 Mecanismo Ideal de Formación de Rótulas Plásticas en un Pórtico.....	43
Figura 16 Tipos de Falla en Muros Estructurales.....	43
Figura 17 Representación del Análisis Estático no Lineal con Carga Triangular Distribuida	44
Figura 18 Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad	45
Figura 19 Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad	46
Figura 20 Ejemplo del Procedimiento de Análisis Pushover	47
Figura 21 Caso de Carga Lateral Proporcional a la Forma de Modo Fundamental	47
Figura 22 Caso de Carga Lateral Proporcional a la Masa de Entrepiso	48
Figura 23 Caso de Carga Lateral Proporcional a las Fuerzas Cortantes de Entrepiso ...	48
Figura 24 Caso de Carga Lateral Proporcional a los Valores C_{vx}	49



Figura 25 Definición de Resistencia o Capacidad Estructural 50

Figura 26 Tipos de Ductilidad 50

Figura 27 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad 55

Figura 28 Curva idealizada fuerza – desplazamiento..... 59

Figura 29 Sectorización por Niveles de Desempeño de Modelo Bilineal de la Curva Capacidad 62

Figura 30 Pabellón de Aulas Generales de la UAC..... 74

Figura 31 Medición de Distancia Entre los Ejes de los Planos 75

Figura 32 Medición de Placas o Muros de Corte 75

Figura 33 Medición de Diámetro y Espesor de Elementos Verticales..... 76

Figura 34 Aislamiento de la Estructura Principal de los Muros de Contención del Sótano 76

Figura 35 Distribución en Planta y Elevación 77

Figura 36 Grilla Planta y Elevación 78

Figura 37 Alturas de Entrepiso Aulas Generales-UAC..... 78

Figura 38 Creación del Modelo Estructural en Planta y Elevación..... 79

Figura 39 Definición del Material Concreto 210 kg/cm² y 240 kg/cm² 80

Figura 40 Definición del Material Concreto 280 kg/cm² y Acero de Refuerzo Grado 60 80

Figura 41 Definición de Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas 81

Figura 42 Definición de Viga de 30x70cm con f'c 210kg/cm² 81

Figura 43 Definición de Viga de 30x90cm con f'c 210kg/cm² 82

Figura 44 Definición de Viga de 30x120cm con f'c 210kg/cm² 82

Figura 45 Definición de Columna Circular de 80cm con f'c 280kg/Cm² desde el Sótano 2 al Segundo Piso 83

Figura 46 Definición de Columna Circular de 80cm con f'c 240kg/cm² desde el Tercer Piso al 11avo Piso..... 83

Figura 47 Definición de Columna Circular de 30cm con f'c 240kg/cm² en el 12avo Piso 84

Figura 48 Asignación de Áreas de Acero en Software ETABS 85

Figura 49 Distribución de Acero de Refuerzo en Viga 85

Figura 50 Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo A-B 86

Figura 51 Asignación de Área de Acero en Vigas Tramo A-B..... 87

Figura 52 Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo B-C..... 87



Figura 53 Asignación de Área de Acero en Vigas Tramo B-C 88

Figura 54 Distribución de Acero en Columnas Circulares 89

Figura 55 Asignación de Área de Acero en Columnas Circulares 89

Figura 56 Áreas de Acero en Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas 90

Figura 57 Definición de Secciones Tipo Wall - Muros de Corte 90

Figura 58 Área de Acero en Muros de Corte..... 91

Figura 59 Modelado de Muro de Corte en Layered 92

Figura 60 Definición de Muro de Corte 92

Figura 61 Detalle de Losa Aligerada en una Dirección..... 93

Figura 62 Detalle de Losa Nervada en dos Direcciones..... 93

Figura 63 Definición de Losa Maciza 94

Figura 64 Definición de Losas Aligeradas y Nervadas 94

Figura 65 Modelado en Planta de las Losas de Entrepiso 95

Figura 66 Modelo de Edificación en 3D 96

Figura 67 Creación de Piers para Muros Estructurales 97

Figura 68 Piers Asignados a Cada Muro de Corte 97

Figura 69 Patrones de Carga..... 98

Figura 70 Detalle de Escalera Metálica - Vista en planta 99

Figura 71 Detalle de Escalera Metálica - Vista en Elevación 99

Figura 72 Definición de Carga Puntual - Escalera metálica..... 100

Figura 73 Asignación de Carga Puntual - Escalera Metálica 101

Figura 74 Detalle de Cobertura Metálica 102

Figura 75 Definición de Carga Puntual - Cobertura..... 103

Figura 76 Asignación de Carga Puntual – Cobertura 103

Figura 77 Unidades de Albañilería..... 104

Figura 78 Definición de Cargas Distribuidas 109

Figura 79 Asignación de Cargas Distribuidas en Vigas – Vista en Elevación..... 109

Figura 80 Asignación de Cargas Distribuidas en Vigas - Vista en Planta 110

Figura 81 Definición de Cargas Muertas en Losas de Entrepiso 110

Figura 82 Asignación de Cargas Muertas en Losas de Entrepiso 111

Figura 83 Definición de Cargas Vivas 112

Figura 84 Asignación de Carga Viva en Forma de Damero..... 112

Figura 85 Asignación de Brazos Rígidos 114

Figura 86 Asignación de Diafragmas Rígidos..... 115



Figura 87 Asignación de Empotramientos en la Base	115
Figura 88 Asignación de Mesh en Losas.....	116
Figura 89 Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de $R = 7$, (Estructura Regular)	118
Figura 90 Definición de Casos de Espectro de Respuesta en Ambas Direcciones de Análisis	118
Figura 91 Definición de Espectro de Respuesta en Dirección X	119
Figura 92 Definición de Modos de Vibración de la Estructura.....	120
Figura 93 Definición de Masa de la Edificación	121
Figura 94 Combinaciones de Carga	122
Figura 95 Combinación de Carga del Peso de la Estructura	122
Figura 96 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.....	130
Figura 97 Determinación de Puntos Extremos de la Edificación.....	134
Figura 98 Espectros de Respuesta en Ambas Direcciones de Análisis	142
Figura 99 Coeficiente de Cortante Basal de Sismo Estático	144
Figura 100 Definición de Sismos Estáticos	145
Figura 101 Calibración de Sismo Dinámico en X.....	149
Figura 102 Calibración de Sismo Dinámico en Y.....	150
Figura 103 Asignación de Rigideces Efectivas	152
Figura 104 Asignación de Rigideces Efectivas en Muros de Corte	152
Figura 105 Asignación de Patrón de Fuerzas Laterales en la Dirección X.....	154
Figura 106 Asignación de patrón de fuerzas laterales en la dirección	154
Figura 107 Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal	155
Figura 108 Patrón de Carga Push Over X	156
Figura 109 Patrón de Carga Push Over Y	156
Figura 110 Definición de Punto de Control.....	157
Figura 111 Envolvente de Solicitaciones de Viga.....	158
Figura 112 Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Positivo	161
Figura 113 Diagrama Momento Rotación Según ASCE/SEI.....	161
Figura 114 Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Negativo.....	163
Figura 115 Asignación Automática de Rotula Plástica.....	164
Figura 116 Diagrama Momento – Rotación en Vigas.....	165
Figura 117 Asignación de Longitud Plástica.....	166
Figura 118 Obtención de Fuerza Cortante V_2 y Momento Flector M_3 en Columnas .	167



Figura 119 Obtención de Fuerza Cortante V3 y Momento Flector M2 en Columnas . 167

Figura 120 Obtención de Relaciones de Curvatura Momento para Columna..... 171

Figura 121 Asignación de Fuerza Axial al 10% y 70% de la Columna 172

Figura 122 Asignación de Cortantes y Cuantías para Rotula Plástica en Columnas ... 172

Figura 123 Diagrama Momento - Rotación en Columnas al 10% 173

Figura 124 Diagrama Momento - Rotación en Columnas al 70% 174

Figura 125 Asignación de rotulas plásticas en Muros de Corte 175

Figura 126 Asignación de Refuerzo del Muro 175

Figura 127 Asignación de Rotula por Fibra en Muros Estructurales con Miembro de Borde 176

Figura 128 Generación de Primera Rotula Plástica..... 178

Figura 129 Formación de Primera Rotula Plástica en Columna 179

Figura 130 Mecanismo de Colapso en X-X 180

Figura 131 Curva de capacidad Push over X-X 181

Figura 132 Generación de Primera Rotula Plástica en Vigas en Dirección Y-Y 182

Figura 133 Generación de Primera Rotula Plástica en Columna en Dirección Y-Y.... 183

Figura 134 Mecanismo de Colapso en Y-Y 184

Figura 135 Curva de Capacidad Push Over Y-Y 185

Figura 136 Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección X-X..... 189

Figura 137 Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección Y-Y..... 189

Figura 138 Curva de Capacidad en Dirección X-X..... 190

Figura 139 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección X-X.. 191

Figura 140 Curva de capacidad en dirección Y-Y 192

Figura 141 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección Y-Y.. 193

Figura 142 Límites de Desempeño Sísmico 194

Figura 143 Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X 195

Figura 144 Representación Bilineal de Sismo de Servicio en Dirección X-X..... 196

Figura 145 Representación Bilineal de Sismo de Diseño en Dirección X-X..... 197

Figura 146 Representación Bilineal de Sismo Máximo en Dirección X-X 198

Figura 147 Representación Bilineal de Sismo Extremadamente Raro Dirección X-X 199

Figura 148 Representación bilineal de sismo catastrófico en dirección X-X..... 200

Figura 149 Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y 201

Figura 150 Representación Bilineal de Sismo de Servicio en Dirección Y-Y 202

Figura 151 Representación Bilineal de Sismo de Diseño en Dirección Y-Y 203



Figura 152 Representación Bilineal de Sismo Máximo en Dirección Y-Y 204

Figura 153 Representación Bilineal de Sismo Extremadamente Raro Dirección Y-Y 205

Figura 154 Representación Bilineal de Sismo Catastrófico en Dirección Y-Y 206

Figura 155 Desempeño Sísmico en X-X..... 207

Figura 156 Desempeño sísmico en Y-Y..... 209

Figura 157 Medición de Vigas y Losas 227

Figura 158 Reconocimiento de Vigas en Voladizo 227

Figura 159 Ubicación y Medición de Caja de Ascensor y Escaleras de Emergencia .. 228

Figura 160 Medición de Placas en Caja de Escaleras de Evacuación 228

Figura 161 Medición de Escalera y Ubicación de Salida de Emergencia..... 229

Figura 162 Medición de Escalera Metálica y Ubicación de Puntos de Apoyo 229

Figura 163 Medición de Tabiques Divisorios 230

Figura 164 Muro Pantalla no Acoplado a la Estructura Principal..... 230

Figura 165 Verificación del Uso de Ambientes 231

Figura 166 Medición de Elementos Complementarios 231

Figura 167 Modelo Para el Concreto no Confinado..... 268

Figura 168 Modelo Para Concreto no Confinado..... 269

Figura 169 Modelo Para Concreto no Confinado..... 270

Figura 170 Modelo Para Concreto Confinado..... 271

Figura 171 Modelo Para Concreto Confinado..... 272

Figura 172 Modelo Elastoplástico Perfecto..... 273

Figura 173 Modelo Trilineal con Endurecimiento por Deformación..... 274



CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Identificación del problema

1.1.1. Descripción del problema

La ciudad del Cusco está ubicada de acuerdo al R.N.E. E.030 “Diseño Sismorresistente” en zona 2 de la zonificación sísmica peruana; lo que indica que esta propensa a tener una actividad sísmica elevada, pero es importante destacar que la ciudad de Cusco se encuentra en un estado de “silencio sísmico” desde abril del año 1986 el cual fue mayor a 6 grados en la escala de Richter.

Cuando se presentan los movimientos telúricos se ponen en peligro a todas las personas que hacen uso de las edificaciones, esta investigación será aplicada en una edificación de categoría esencial de 13 plantas de concreto armado ubicado en el campus de la Universidad Andina del Cusco cuyo uso es educativo, es decir, que tiene gran cantidad de fluencia de personas (estudiantes, docentes, personal administrativo y otros) que ante un evento sísmico ponen en riesgo la seguridad de los usuarios, por estas características se puede afirmar que es una estructura de categoría A2; el cual demanda un análisis más aproximado a la realidad frente a las sollicitaciones sísmicas, es decir, saber cómo la estructura se desempeña frente a diferentes demandas sísmicas en su comportamiento lineal y no lineal hasta llegar a sollicitaciones máximas previas a su colapso, este estudio se obtiene a través de un análisis estático no lineal o PUSH OVER.

Uno de los principios del diseño sismo resistente normado en el reglamento E. 030. Es: “La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto”.

La norma permite un daño controlado en las edificaciones, es decir, que la estructura se comporte de una manera inelástica pero sin llegar al colapso de la misma, en el diseño de estructuras sismo resistentes es complejo determinar las respuestas de las estructuras frente a sollicitaciones sísmicas en un estado no lineal, y más en sismos que son de menor intensidad pero con mayor probabilidad de ocurrencia, lo que ocasiona incertidumbre de su buen comportamiento estructural, pero existen metodologías internacionales que sí permiten el diseño y análisis que muestran el comportamiento de la estructura frente a estas sollicitaciones sísmicas, una de las metodologías es el FEMA440, ASCE/SEI 41-13 y el ATC - 40 que se basa en el análisis PUSH OVER.



La norma E.030 del RNE sufre continuamente modificaciones, gran parte de estas se modifica en parámetros para el diseño considerando un comportamiento lineal de la estructura y en muy poco porcentaje se menciona el análisis no lineal, que es la representación de la respuesta de las estructuras cuando pasa del rango elástico y se encuentra en un rango inelástico, pero las estructuras que fueron construidas y diseñadas sin estas actualizaciones están más propensas a sufrir daños considerables que llevaran a la misma a un alto riesgo de colapso.

El análisis no lineal facilita la comprensión de la capacidad de la estructura para soportar sismos de diferentes intensidades, cuál es su respuesta y como es la funcionalidad cuando ocurren, y esta capacidad que se obtiene es muestra de la ductilidad de la estructura.

Otra dificultad con respecto al análisis lineal según normativa peruana, es que no permite averiguar el daño esperado en la estructura, posterior al sismo recibo, generando muchas incógnitas respecto a cuáles y en que parte serán o fallas, reparaciones y en el peor de los casos el colapso.

La ingeniería sismorresistente pretende conseguir la operatividad de la estructura siempre salvaguardado la vida de las personas, que la estructura tenga la capacidad de respuesta ante diferentes niveles de amenaza sísmica razón por la cual se utilizará la normativa peruana, en el caso del análisis no lineal debido a la falta de normas peruanas será necesario el uso de normativas internacionales, para el análisis PUSH OVER se considera las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. La demanda sísmica se obtendrá de las recomendaciones del Comité Visión 2000. Para la determinar el punto de desempeño se utilizará los procedimientos primarios obtenidos en las normativas ATC – 40, FEMA 356 y los procedimientos mejorados dados por el FEMA 440 (Adaptados en el ASCE/SEI 41-13).

1.1.1.1 Ubicación geográfica

El objeto de investigación es el pabellón de aulas generales de la UAC que se encuentra dentro del campus universitario.

- Departamento: Cusco
- Provincia: Cusco
- Distrito: San Jerónimo

- Coordenadas UTM
 - Latitud : 180,398 E
 - Longitud : 8'502,025 S
 - Altitud : 3309 m.s.n.m.

Figura 1

Imagen Satelital de Ubicación del Edificio de Aulas Generales UAC



Fuente: Google Earth

1.1.2. Problema general

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco aplicando el análisis estático no lineal (Pushover)?

1.1.2.1. Formulación interrogativa de los problemas específicos

Problema Especifico 1

¿Cuál es la demanda sísmica para Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco?

Problema Especifico 2

¿Cuál es la capacidad estructural de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco?

Problema Especifico 3

¿Cuál es la ubicación del punto de desempeño en función de la cortante basal y desplazamiento de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco?



1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación técnica

El estudio se encuentra dentro de la especialidad de ingeniería sísmo resistente, el cual, al elaborar un modelo de la edificación, se pretende determinar cuál será su desempeño sísmico frente a solicitaciones de diversa intensidad; los resultados nos muestran el grado de resistencia al que puede llegar la edificación hasta llegar al colapso.

Analiza, trata y aplica los conceptos y filosofías de esta rama de la Ingeniería Civil, a fin de que se pueda aplicar el diseño por desempeño para predecir el comportamiento de las estructuras (edificaciones) ante solicitaciones sísmicas.

De esta manera el ingeniero podrá estimar una respuesta cercana a la realidad del nivel de desempeño de la edificación antes del sismo, consiguiendo asegurar y dar fiabilidad al diseño, tomando como parámetro inicial la categoría e importancia de la edificación a ser evaluada por este método ausente en las normas de diseño actual.

1.2.2. Justificación Social

Los principales beneficiados con esta investigación serán los alumnos de la escuela profesional de ingeniería civil; así también egresados y profesionales de la misma rama, debido a que contarán con un estudio de referencia con un proceso detallado y resultados que podrán ser analizados en investigaciones futuras para la especialidad de ingeniería sísmo resistente, lo que significa que no solo podrán diseñar y analizar sus construcciones con la norma actual E.030, sino que podrán predecir cómo será el comportamiento de sus futuras edificaciones, a fin de que puedan tomar una mejor decisión utilizando las herramientas, y métodos planteados en el presente trabajo.

Esta metodología permitirá una correcta evaluación de los problemas estructurales, identificándolos y subsanándolos oportunamente, evitando de esta manera el posible colapso de edificaciones poniendo en riesgo las vidas de los usuarios, consiguiendo así que un movimiento sísmico sea un fenómeno natural y no una catástrofe.

1.2.3. Justificación por viabilidad

La presente investigación es viable de desarrollar ya que cuenta con los recursos necesarios y capacidades técnicas, las cuales se indica a continuación:

- El investigador tiene los recursos necesarios (tiempo, equipamiento y asesoría) para realizar la pesquisa.



- Se tienen los planos, y otros datos referentes al proyecto de la edificación que se obtuvo mediante solicitud dirigida al director de la escuela profesional de ingeniería civil como se muestra en el anexo 09 de la presente investigación.
- Se tienen a disposición las normativas nacionales (E.020, E.030 y E.060).
- Se tiene a disposición las normativas internacionales: Fema 356 Y 440 (Federal Emergency Management Agency) y del ATC- 40 (Applied Technology Council), Comisión Visión 2000 – SEAOC, ASCE/SEI 41-13 (Seismic Rehabilitation of Existing Buildings).
- El modelado estructural se efectúa a través del programa ETABS 2016 (versión educativa).

De las afirmaciones anteriores, la investigación resulta ser viable.

1.2.4. Justificación por relevancia

La envergadura de la investigación comienza por el análisis de la norma E030, la cual clasifica a una edificación de uso educativo como “esencial”, la cual debe permanecer operativa luego de ocurrido el sismo además que sirve de refugio para las personas. Esta normativa peruana se complementa con las normativas internacionales (ATC-40, FEMA y ASCE/SEI 41,13) enfocadas en el análisis Push-Over y desempeño sísmico, cabe recordar que la norma peruana no la tiene incluida todavía. Para lograr este objetivo se analizará la edificación de aulas generales de la Universidad Andina Del Cusco, para distintas sollicitaciones sísmicas esta información obtenida permitirá mejorar, optimizar los análisis y diseños sismorresistente cada vez con valores próximos a la realidad.

Se pretende elaborar una referencia académica con el fin de conocer el procedimiento de análisis “PUSH OVER” de una edificación para evaluar el daño sísmico y analizar la influencia de estos resultados obtenidos con el fin de verificar las máximas demandas en el rango no lineal.

1.3. Limitaciones de la Investigación.

1.3.1. Limitación de lugar de investigación.

Esta investigación se limitó a una edificación de uso esencial de nombre “Edificio de aulas generales” dentro del campus de la UAC, que se encuentra ubicado en la Urb. Larapa dentro del distrito de San Jerónimo, provincia de Cusco, departamento de Cusco.

1.3.2. Limitación de normativas

La presente investigación se limitó al uso de las siguientes normas

- Norma Técnica Peruana E. 020 “Cargas”; el cual sirvió para realizar el análisis de metrado de cargas muertas y vivas, además de los pesos específicos unitarios.
- Norma Técnica Peruana E. 030 “Diseño sismorresistente - 2018”; el cual sirvió para realizar el análisis sísmico estático y dinámico.
- Norma internacional americana ASCE/SEI 41-13; el cual sirvió para la curva de capacidad y la definición de las rotulas plásticas de los elementos que componen la estructura.
- Norma internacional americana Comité Visión 2000 – SEAOC el cual sirvió para la elaboración de la demanda sísmica.
- Norma internacional americana FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13 para utilizar el procedimiento mejorado de desempeño sísmico basados en FEMA 356 y ATC 40 el cual utiliza el método de coeficientes.

1.3.3. Limitación de materiales de construcción

La presente investigación se limita al uso de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales propuestas en el expediente técnico, tales como:

- ✓ Resistencia a la compresión del concreto $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$, desde el sótano hasta el tercer nivel, resistencia a la compresión del concreto $f^c = 240 \text{ kg/cm}^2$ desde el cuarto nivel hasta el último nivel.
- ✓ No se realizaron ensayos de esclerometría en los elementos estructurales, debido a que no se contó con la autorización correspondiente por parte de la UAC por ser una edificación con poca vida útil.
- ✓ El acero de refuerzo de los elementos estructurales con un límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, correspondiente a un acero estructural de grado 60 y módulo de elasticidad $E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Las cuantías de área de acero de refuerzo en los elementos estructurales fueron definidas a partir de los planos del expediente técnico.

1.3.4. Limitación de procedencia de datos

Es de importancia mencionar que los datos y resultados proceden de un modelamiento realizado en el software ETABS 2016 donde se proporcionó información que se obtuvo de los planos facilitados por la oficina de infraestructura y obras de la UAC.



1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Evaluar el nivel de desempeño sísmico de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco, aplicando el análisis estático no lineal (Pushover).

1.4.2. Objetivos Específicos

Objetivo Especifico 1

Determinar la demanda sísmica para la zona de ubicación para los diferentes niveles de amenaza sísmica de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco.

Objetivo Especifico 2

Determinar la curva de capacidad de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco.

Objetivo Especifico 3

Determinar el valor del punto de desempeño en función de la cortante basal y desplazamiento de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco.



CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual

2.1.1. Antecedentes a Nivel Local

a) Antecedente 1

Tema : “Evaluación del desempeño sismorresistente de la institución educativa N°50217 de la comunidad Umachurco -San salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (pushover)”

Universidad : Universidad Andina del Cusco, 2019

Autores : Cumpa Amanca, Jinmy y Quispe Mendoza, Brayan Heyson

Resumen:

El motivo de la tesis de pregrado es que tuvo como objetivo principal determinar el nivel de desempeño estructural de una edificación de 2 niveles con sistema estructural aporticado, clasificada como una edificación esencial según normativa E.030, compuesto de columnas y vigas, razón por la cual se realizó el estudio sísmico que permitió conocer el nivel de desempeño de la estructura y el comportamiento estructural ante diferentes demandas sísmicas.

Se realizó el modelado de la estructura, a través de los programas estructurales (CSI, SAP 2000), realizando los análisis sísmicos, comenzando con el análisis estático lineal, aplicando los criterios de la norma de diseño sismorresistente e-030 para la obtención de los resultados.

Seguidamente se procedió a realizar el análisis estático no lineal según indicaciones de la norma FEMA 356 y ATC 40, tomando en cuenta la degradación de rigidez en los elementos estructurales.

Aplicando el AENL Pushover permitió la generación de rotulas plásticas, por ejemplo, para cortante de 122.93 Tn se tiene un desplazamiento de 1.11cm esto indica que en ese punto la estructura inicia el comportamiento del rango inelástico. Para el caso del máximo desplazamiento este es de 7.40cm con una cortante de 282.06 Tn,

Como parte final de todo el proceso se obtuvo el nivel de desempeño, primero para un sismo de servicio la edificación posee un nivel de desempeño funcional, como segundo



caso para sismo de diseño la edificación posee un nivel de seguridad de vida y como ultimo para sismo máximo la edificación entra al colapso.

Conclusiones:

Los autores comprueban y aplican en la estructura las diferentes sollicitaciones sísmicas utilizando el AENL de cedencia sucesiva (Pushover), describiendo así las condiciones de daño, ocupación inmediata y por último seguridad de vida.

Aplicando esta metodología también pueden apreciar el comportamiento de las relaciones de desplazamiento lateral versus la fuerza cortante, el cual les permitió hallar el punto de desempeño en la gráfica de la curva de capacidad de la estructura en análisis.

Aporte:

El aporte para la presente investigación es la aplicación de las normas FEMA 356 y ATC 40, para un tipo de estructura en particular la cual es de sistema aporticado en concreto armado de 02 niveles, que consta de columnas y vigas y sobre todo la generación de las rotulas plásticas en los elementos estructurales que son indicadores de la incursión en el rango inelástico.

2.1.2. Antecedentes a Nivel Nacional

a) Antecedente 1

Tema : “Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E0.30”

Universidad : Universidad Nacional de Ingeniería, 2005

Autor : Delgadillo Alanya, Julio Edwin

Resumen:

El motivo principal de la tesis de pregrado es observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030, poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40. Otro objetivo fundamental de esta tesis es mostrar que un Análisis No Lineal



Estático Pushover es un método para poder hallar las zonas “débiles” de una estructura y poder luego tomar medidas.

Para lograr este propósito se toma como ejemplo un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos. El diseño de la estructura y las posibles deficiencias que pudieran ser halladas son de exclusiva responsabilidad del autor de esta tesis. El presente trabajo no pretende ni podría cuestionar la actual Norma de diseño Sísmico E-030, al contrario, se toma ésta como referencia para poder hallar la Demanda Sísmica que se usó en el estudio del pushover.

Al autor realiza 02 programas en lenguaje FORTRAN, una sirve para hallar la curva de capacidad de una estructura regular en planta y elevación, idealizando la estructura como un conjunto de pórticos planos paralelos. Y otra que sirve para hallar el gráfico momento-giro de una sección de concreto armado, una herramienta muy útil en la modelación del comportamiento de todos los elementos del ejemplo presentado.

Conclusiones:

El autor llega a la conclusión de que el análisis estático no lineal es un proceso que complementa al diseño estructural al medir la magnitud del daño en función de la formación de rotulas plásticas en los distintos elementos estructurales que soportan cargas laterales.

Debido a que la normativa peruana no contempla un análisis de este nivel, se basa en normativas internacionales tales como el ATC – 40 y FEMA – 356.

Aporte:

El aporte para la investigación presente es la utilización de normativas internacionales que se apliquen a nuestro medio para la obtención de las rotulas plásticas en vigas y columnas, demostrando que el desempeño sísmico es un complemento para el diseño de las estructuras.

b) Antecedente 2

Tema : “Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático No Lineal Pushover”

Universidad : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016



Autor : Paredes Azaña, Miguel Ángel

Resumen:

El tema de la investigación de pregrado aborda el Diseño por Desempeño de un edificio en Lima aplicando el Análisis Estático No Lineal “Pushover”. Por ello, la hipótesis plantea que el Diseño por Desempeño de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima debido a un sismo moderado y severo, cumple con lo indicado en la Norma Peruana Sismorresistente E-030 respecto a sus objetivos del no daño estructural y el no colapso respectivamente, si los puntos de desempeño obtenidos al comparar el Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda de la Norma E-030 se encuentran dentro del rango de desempeño establecido según el código de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Consecuentemente, la investigación está dividida en 5 capítulos. En el primero, se presenta la descripción de la estructura a analizar, que abarca sus características arquitectónicas y estructurales. En el segundo, se expone una serie de conceptos fundamentales plasmados en el marco teórico, para entender el diseño por desempeño y todo lo relacionado con este análisis. En el tercero, se analiza la estructura aplicando el análisis sísmico estático y dinámico de la Norma Peruana Sismorresistente E-030. En el cuarto, se diseña estructuralmente el edificio aplicando los criterios brindados por la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado, analizando cada elemento estructural necesario para el posterior análisis. En el quinto, se realiza el Diseño por Desempeño aplicando el Análisis Estático No Lineal Pushover. Finalmente, se concluye que el desempeño sismorresistente de un edificio en la ciudad de Lima cumple con los objetivos de la Norma Peruana Sismorresistente E-030.

Conclusiones:

El autor llega a la conclusión de que los elementos estructurales del edificio analizado con un sistema estructural DUAL, al exceder su límite elástico, presenta una incursión importante en el rango inelástico sin reducir su capacidad resistente, lo cual evita un mecanismo de colapso frágil, esta condición hace que el edificio sea más dúctil soportando mayores deformaciones antes de llegar al colapso.

El objetivo final del diseño por desempeño no solamente se centra en poder predecir si la estructura colapsa o no, sino que, aporta al diseñador y al cliente los límites aceptables para cada nivel de peligro sísmico, de manera que da a lugar a una mayor seguridad para la seguridad de las personas.

**Aporte:**

El aporte para la investigación, es demostrar que los elementos estructurales tienen un aporte significativo de resistencia en el rango no lineal y que estos hacen que la estructura sea más segura para las personas.

Apoyándose en diferentes niveles de sismo se puede predecir el mecanismo de falla de la estructura formándose rotulas plásticas en vigas, columnas y muros estructurales.

2.1.3. Antecedentes a Nivel Internacional.

Tema : “Desempeño sísmico por el método pushover de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10.”

Universidad : Universidad de la Costa, 2017

Autor : Salcedo Barco, Yuler Harry

Resumen:

En el presente tema de investigación de pregrado, se determinó el desempeño sísmico por el método Pushover, de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10, también la deriva máxima para una amenaza sísmica alta, en el proceso se modeló el edificio en el rango elástico mediante el software Etabs y se realizó un cotejo con los datos de las memorias de cálculo, luego se modeló el edificio en el rango inelástico mediante el software Etabs. Y se interpretó qué elementos fueron presentando rotulas plásticas y cuáles fueron su nivel de desempeño en cada nodo, se obtuvo la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura, se determinó el comportamiento del edificio bajo un sismo leve, moderado, y de alta intensidad, y se determinó su punto de desempeño y también se determinó los niveles de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica. Se espera del edificio que en caso de enfrentarse al sismo de diseño la mayoría de elementos queden totalmente operativos y algunos elementos en la parte baja del edificio presenten algún tipo de daño mínimo en elementos estructurales, tanto en vigas como en columnas.

Conclusiones:

El autor llega a la conclusión de que el nivel de desempeño del edificio para un sismo de diseño es el de ocupación inmediata, se espera un daño mínimo en elementos estructurales, se espera reocupar inmediatamente después de un sismo considerable. Se espera que sea necesario limpieza y reparación algunos de sus sistemas después de un



sismo. Se afirma que, según el análisis realizado al edificio en estudio, muestra un comportamiento muy bueno para la mayoría de los elementos estructurales, no se presentó rotulas plásticas y solo para algunos miembros al aplicarle el sismo en dirección X y en dirección Y. Se puede decir que para un sismo de intensidad alta la deriva esperada es del 2.59% y el edificio y el nivel de desempeño consecuente es de ocupación Inmediata.

Aporte:

El aporte para la investigación presente es la utilización de normativas locales y complementarlas con normativas internaciones para la obtención del desempeño, además, realiza un procedimiento con la normativa colombiana para determinar el valor de las derivas de entrepiso y como este valor muestra una relación indirecta con el nivel de desempeño esperado.

2.2. Aspectos teóricos pertinentes

2.2.1. Sismicidad

2.2.1.1. Sismos

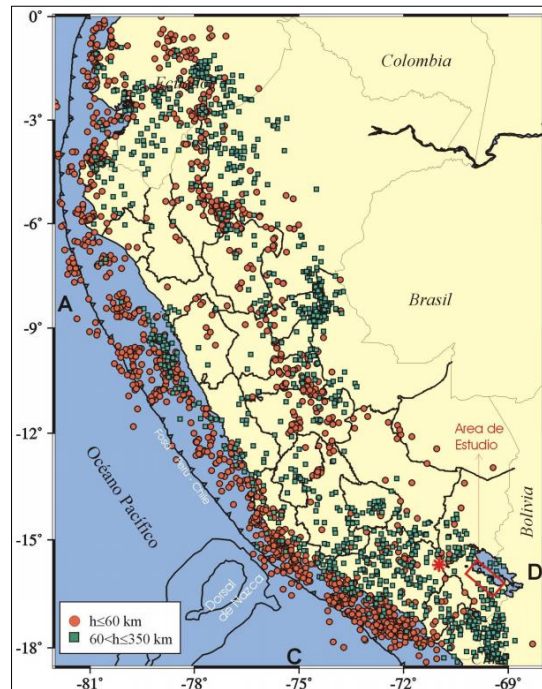
Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza. (Bazan & Meli, 2004).

El extremo occidental de América del Sur es una de las zonas sísmicamente más activas en el mundo y su actividad más importante está asociada al proceso de subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra que los sismos con foco superficial, representados con círculos, se producen en la zona oceánica y se distribuyen, de norte a sur, en dirección paralela a la línea de costa. En esta zona la ocurrencia de sismos es continua y con relativa frecuencia se producen sismos de magnitud elevada como los ocurridos en el año 2001 ($M_s=8.0$) que afectaron a los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna con intensidades de VII-VIII (MM) y año 2007 ($M_S=8.0$) que produjo daños destrucción en el departamento de Ica, siendo ambos los más grandes ocurridos en los últimos 100 años en el Perú (Tavera, 2008).

Figura 2

Distribución Espacial de la Actividad Sísmica en el Perú 1960-2007



Fuente: (Tavera, 2008)

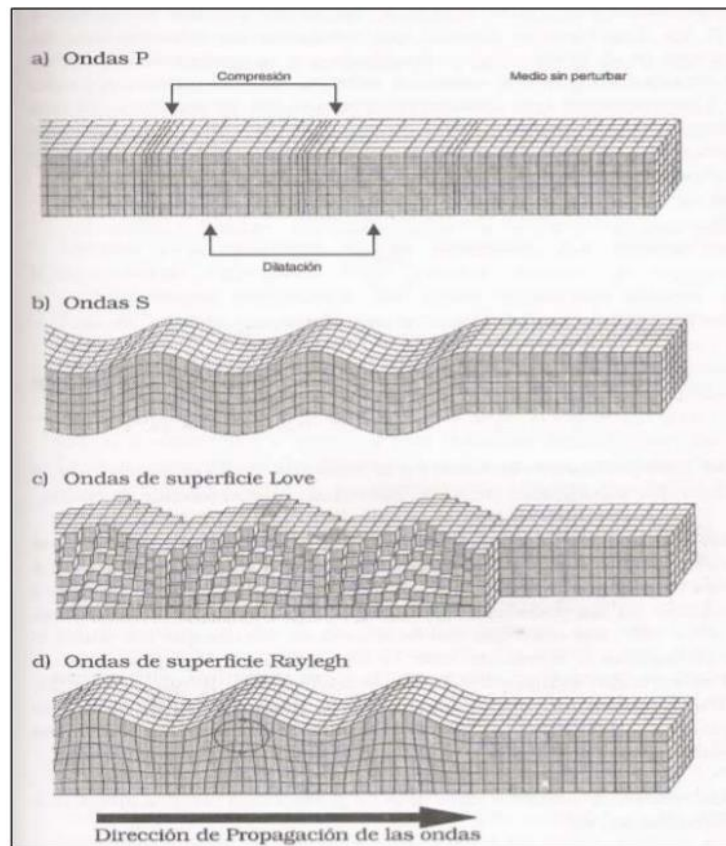
2.2.1.2. Ondas Sísmicas

Las ondas sísmicas son una manifestación de la energía liberada lo cual genera un conjunto de movimientos complejos con diferentes características dinámicas y estas se manifiestan a través de desplazamientos en la corteza terrestre, son las ondas sísmicas las que solicitan que las estructuras tengan una adecuada respuesta sísmica (Herráiz, 1997).

Las ondas sísmicas, que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el terremoto, son básicamente de dos tipos: ondas internas o de volumen y ondas superficiales. Las primeras se pueden propagar por las zonas profundas de la tierra (Herráiz, 1997).

son de dos clases:

- Las ondas de cuerpo son: P, S
- Por otro lado, las ondas superficiales son: R y L

Figura 3*Tipos de ondas sísmicas*

Fuente: (Herráiz, 1997)

2.2.1.3. Peligro sísmico

El peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse una forma más racional de expresar el peligro sísmico es en términos probabilistas, en función de la intensidad que tiene una probabilidad preestablecida (y pequeña) de ser excedida en un lapso comparable a la vida útil esperada de las edificaciones. En estos conceptos están basadas las regionalizaciones sísmicas que rigen en distintos países (Bazan & Meli, 2004).

La Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030 en su capítulo II (Peligro Sísmico) considera la división del territorio nacional en cuatro zonas. (MVCS, 2018).

Figura 4*Mapa de Zonificación Sísmica del Perú*

Fuente: (MVCS, 2018)

La norma E-030, indica que la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información de geotectónica refiriéndose a las fallas geológicas en la región.

Tabla 1*Factor de Zonificación Sísmica*

Factores de Zona "Z"	
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma peruana de diseño sismorresistente (MVCS, 2018)

A cada zona le corresponde un valor "Z", el cual se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, que



representa un sismo máximo de diseño cada 475 años. Este factor “Z” se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (MVCS, 2018).

2.2.2. Respuesta estructural

2.2.2.1. Rigidez

Todo cuerpo elástico que sea sometido a fuerzas externas, ya sean estáticas o dinámicas, sufre una deformación. La rigidez se define como la relación entre estas fuerzas externas y las deformaciones que ellas inducen en el cuerpo (García, 1998).

La rigidez es, por lo tanto, la relación entre las fuerzas y los desplazamientos, usualmente se denomina por medio de la letra k. Matemáticamente se expresa por medio de la siguiente relación: $k = P/u$.

2.2.2.1.1. Factores que influyen en la rigidez:

A) Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales que influyen son: el módulo de Young (E) y el módulo de cortante (G). En el rango inelástico, la rigidez lateral depende todavía del módulo E y G, no en la etapa inicial, sino más bien de valores tangentes. Existen varios modelos para los materiales componentes de los elementos estructurales, se mencionan a continuación los que se utilizaron para la investigación, otros modelos de comportamiento de ambos materiales se encuentran en el anexo 5 de la presente investigación.

A.1. Modelos esfuerzo deformación para el concreto.

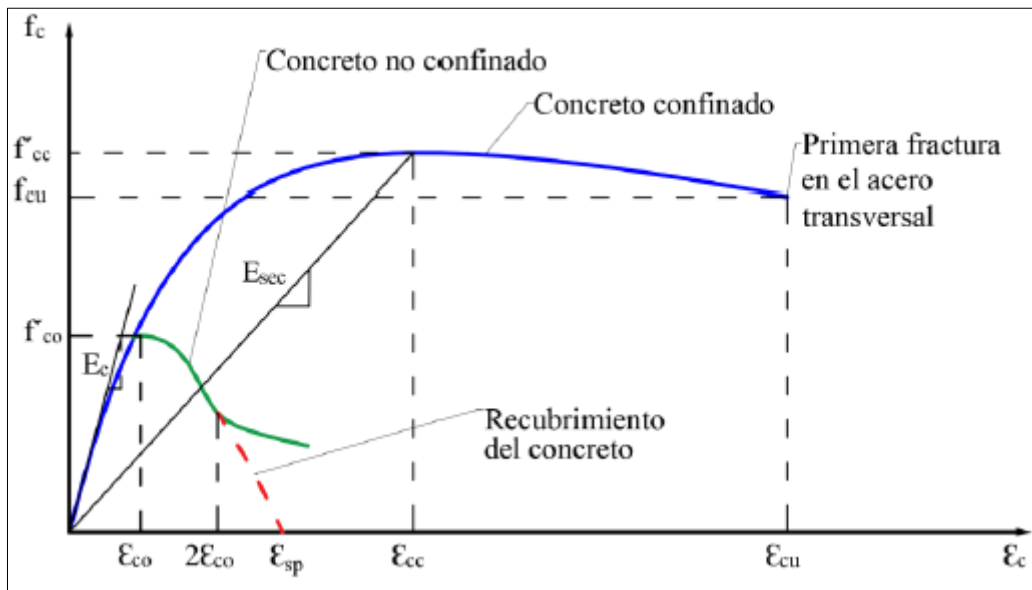
Los modelos de concreto son definidos teniendo en cuenta la velocidad de aplicación de la carga, calidad de los materiales, el confinamiento. El concreto confinado tiene un comportamiento mecánico mejor que el concreto sin confinar, no solo en esfuerzo máximo sino también en el tipo de falla, teniendo mayor ductilidad.

Modelo de Mander et al.

Este modelo se puede aplicar a elementos secciones circulares y rectangulares de diferente nivel de confinamiento. Considera que el confinamiento incrementa la deformación unitaria y la resistencia del concreto. El punto de falla (ϵ_{cu} , f_{cu}) lo define la fractura del acero transversal. La resistencia máxima a compresión f'_{cc} depende del tipo de confinamiento, del esfuerzo lateral de confinamiento (Ottazzi, 2011).

Figura 5

Modelo para Concreto Confinado



Fuente: (Mander et al., 1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1 + x^r} \tag{1.1}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \tag{1.2}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \tag{1.3}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{1.4}$$

$$E_c = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \tag{1.5}$$

Donde:

f'_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado

ϵ_{co} : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

ϵ_{sp} : Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

ϵ_{cc} : Deformación unitaria máxima del concreto confinado

f_{cu} : Resistencia última del concreto confinado

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última del concreto confinado

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec} : Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo

A.2. Modelos esfuerzo deformación para el acero de refuerzo

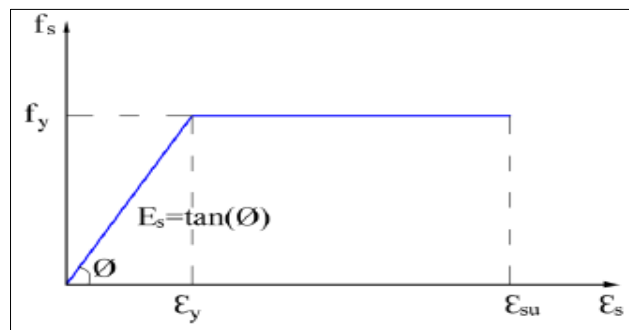
Dado que el comportamiento más allá del rango lineal es complejo, se usa modelos simplificados de su curva esfuerzo-deformación, el cual se trata a continuación:

Modelo Elastoplástico Perfecto

Es el modelo bilineal más sencillo y común. Se ignora la resistencia superior de fluencia (límite superior de fluencia) y el aumento de esfuerzo por endurecimiento por deformación (Ottazzi, 2011).

Figura 6

Modelo Elastoplástico Perfecto



Fuente: (Ottazzi, 2011)

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero.

ϵ_s : Deformación unitaria del acero

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero

ϵ_{su} : Deformación unitaria última del acero

E_s : Módulo de elasticidad del acero

B) Propiedades de la sección

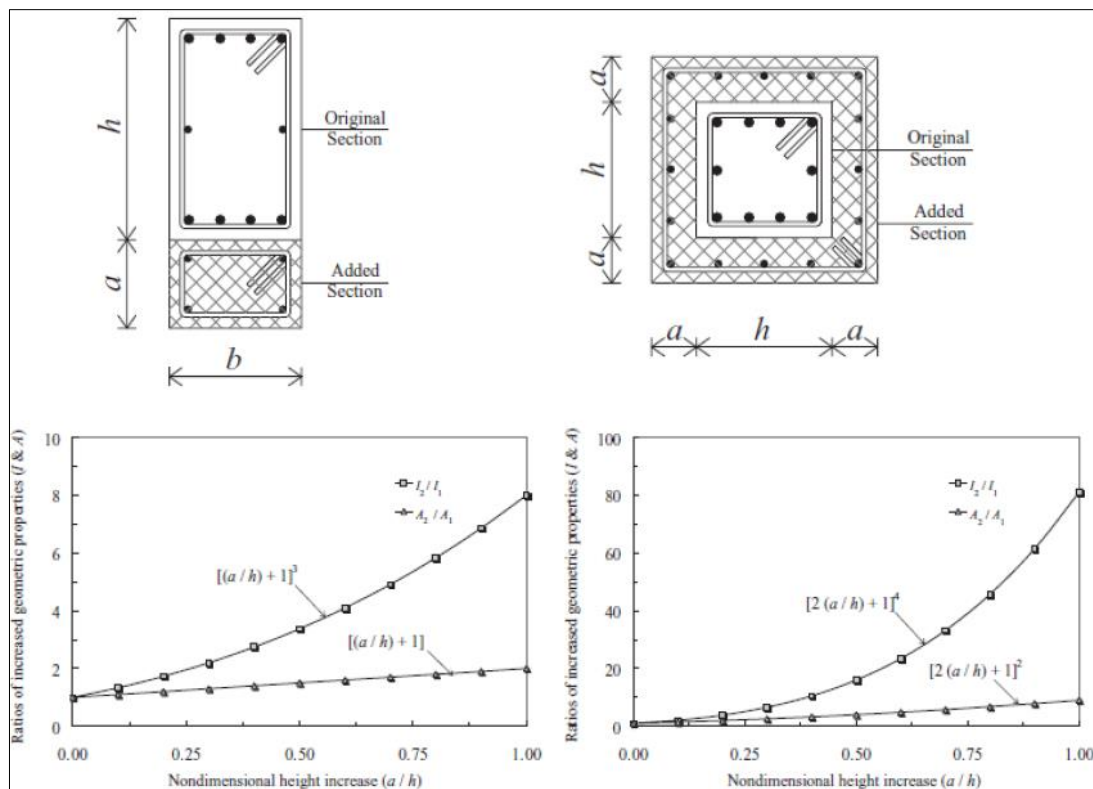
Las propiedades de la sección que afectan a la rigidez son: el área transversal, el momento de inercia I . El área transversal y el momento de inercia influyen la rigidez axial, de momento y cortante del sistema estructural.

Cuando se hacen modificaciones de la geometría de los elementos estructurales, también se aumenta notoriamente la rigidez. La figura 7 muestra la variación adimensional que sufre el área y el momento de inercia alrededor del eje fuerte debido al incremento del tamaño de la viga y columna.

En la figura 7, el subíndice 1 se refiere a la sección original y es subíndice 2 es para la nueva sección. Se ve claramente que el incremento de inercia es mucho mayor que de área. Los resultados ponen de manifiesto que, en los elementos encamisados, el equilibrio anterior entre rigidez axial, torsional y de flexión y resistencia se altera, por lo tanto, una reevaluación completa del diseño original es garantizada (Elnashai & Di Sarno, 2008).

Figura 7

Variaciones de Área A y Momento de Inercia I para Viga (Izquierda) y Columna (Derecha)



Fuente: (Elnashai & Di Sarno, 2008)



La orientación de la sección transversal también influye notablemente en la rigidez lateral del sistema, ya que, si ésta es de forma rectangular o L, podrá variar notoriamente las inercias de ambos ejes. En zonas sísmicas es recomendable, mantener una relación de inercia I_x/I_y próximo a la unidad debido a la incertidumbre que existe en la dirección del terremoto.

C) Propiedades del elemento estructural

La rigidez de la estructura también depende del tipo de elemento estructural empleado para resistir las cargas sísmicas. Muros estructurales son muchos más rígidos en su eje fuerte que las columnas. Propiedades geométricas de los componentes estructurales, tales como dimensiones de la sección, influyen significativamente en la rigidez a cortante horizontal y en la rigidez a flexión (Elnashai & Di Sarno, 2008).

2.2.2.2. Resistencia o Capacidad estructural

Los terremotos producen fuerzas laterales proporcionales al peso de la estructura; la resultante de estas fuerzas sísmicas es conocida como cortante basal. Una adecuada capacidad a fuerzas cortantes, axiales y a flexión es requerida por la estructura para hacer frente a las fuerzas sísmicas de cada piso y a esa fuerza total.

La combinación de cargas verticales con horizontales durante un evento sísmico, incrementa el nivel de tensión en los elementos y uniones. Si este total de tensiones excede la capacidad de cada elemento, el fallo estructural es eminente; esto corresponde a un estado límite de daño estructural. Sin embargo, el daño no perjudica la integridad de la estructura como un todo.

2.2.3. Comportamiento estructural no lineal

Comportamiento no lineal de estructuras de concreto armado Según el artículo de investigación desarrollado en el Instituto de Torroja (Recuero, 2012).

El comportamiento de estructuras de concreto armado desde el punto de vista carga-desplazamiento es intrínsecamente no lineal, las causas de este comportamiento no lineal pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

- No linealidad de la ley constitutiva de los materiales (No linealidad mecánica)
- No aplicabilidad de la hipótesis de deformaciones pequeñas (No linealidad geométrica)



2.2.3.1. No linealidad mecánica

La no linealidad mecánica o física tiene origen en las leyes constitutivas de los materiales o de los elementos estructurales, es decir el comportamiento intrínseco tensión-deformación. El concreto armado al ser un material heterogéneo su comportamiento en deformaciones depende de las características de los áridos y cementos (historia de cargas, edad del concreto, compacidad del mismo, grado de confinamiento, etc. (Recuero, 2012).

En el estudio del comportamiento de elementos de concreto armado habrá que considerar no sólo el comportamiento del concreto y del acero por separado sino también la interacción que existe entre estos. Para esto, la relación que se utiliza es la de momento-curvatura.

2.2.3.2. No linealidad geométrica

La no linealidad geométrica se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar (Recuero, 2012).

Se pueden presentar dos casos fundamentales de no linealidad geométrica:

Debido al desplazamiento de los nudos especialmente importante en pórticos, en los que el movimiento horizontal de los pisos introduce unos momentos adicionales de vuelco producidos por el desplazamiento de las cargas verticales, este fenómeno es el denominado efecto $P-\Delta$. Es un fenómeno de carácter global (Recuero, 2012).

Debido a la deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local (Recuero, 2012).

2.2.4. Análisis Estructural

Las principales metodologías para determinar el comportamiento de las estructuras son:

2.2.4.1. Análisis lineales

2.2.4.1.1. Análisis estáticos lineales

Conocidos como métodos estáticos equivalentes, análisis de fuerzas internas y externas de los elementos estructurales.

2.2.4.1.2. Análisis dinámicos lineales

De acuerdo a la normativa peruana de diseño sismorresistente E. 030 (MVCS, 2018).

Estos métodos se clasifican principalmente en:

A) Métodos basados en tiempo-historia

Cuando se usan registros de aceleración y las respuestas estructurales se conoce a lo largo de toda la duración del evento sísmico.

B) Métodos basados en el espectro de respuesta

Cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta; ya que la falta de simultaneidad de las máximas respuestas en cada modo de vibración implica la necesidad de combinarlas adecuadamente.

2.2.4.2. Análisis no lineales

Este tipo de análisis, están basados en un elevado número de ensayos y estudios. Los análisis no lineales, presentan en la actualidad un amplio desarrollo, apoyándose principalmente en el avance tecnológico que han tenido los computadores en las últimas décadas. Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no lineales y los análisis estáticos no lineales. Ambos requieren de un extenso conocimiento de las características de los materiales, sobre todo de aquellas que tienen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas. (Meneses, 2006).

2.2.4.2.1. Análisis estático no lineal.

El análisis estático no lineal nace como una alternativa a los métodos de análisis dinámico no lineal. Este método se desarrolló como una herramienta para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser estos sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

El análisis push-over es un tipo de análisis estático no lineal que simula la acción sísmica mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales de forma monótonica y creciente.

La principal característica de un análisis estático no lineal es usar sistemas equivalentes de un grado de libertad para modelar una estructura de múltiples grados de libertad. El producto del análisis push-over se conoce como curva de capacidad. Esta curva, se ha



probado, representa la curva envolvente de una familia de curvas histeréticas globales fuerza–desplazamiento. En otras palabras, el análisis push-over representa una simulación más sencilla de la acción sísmica que el análisis dinámico no lineal. (Meneses, 2006).

2.2.4.2.2. Análisis dinámico no lineal.

Originalmente el método de espectro de capacidad supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración; en este supuesto radica una de las principales deficiencias teóricas del método, además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por modos altos de vibración. (Meneses, 2006)

El método de análisis dinámico consta de los mismos pasos básicos que el método estático, solo que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos, se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. La diferencia fundamental con el análisis estático no lineal radica en que este tipo de análisis puede realizarse en base al análisis modal espectral, considerando que la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración.

2.2.5. Desempeño sísmico

La ingeniería basada en el desempeño se originó en la necesidad de contar con estructuras capaces de resistir la acción sísmica sin colapsar o poner en peligro la seguridad de vida de sus ocupantes. En los últimos años, la tendencia de la ingeniería estructural ha sido promover el desarrollo y la aplicación de los conceptos básicos del diseño sísmico basado en el desempeño (Choque & Luque, 2019).

El diseño basado en el desempeño de la estructura ante la acción del sismo consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para los distintos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997).

Entonces, podemos afirmar que el diseño basado en el desempeño sísmico es un proceso que cuantifica la cantidad de daño posterior a una acción de una determinada demanda



sísmica en un periodo de retorno con una probabilidad de ocurrencia determinada, que sufre la estructura.

Según Choque & Luque (2019), el desempeño sísmico de una estructura se basa principalmente en tres conceptos:

a. **Capacidad:** Es la resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un elemento estructural. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales.

b. **Demanda:** Es la representación del movimiento del suelo durante el sismo al que está sujeto una estructura, en términos de desplazamiento. Para una estructura y un sismo específico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada.

c. **Desempeño:** Es el comportamiento que tendrá una estructura en función de su capacidad estructural y una demanda sísmica específica. Para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de sus ocupantes debido a ese daño y la funcionalidad del edificio luego del sismo.

2.2.5.1. Concepto de ATC-40

El diseño de edificaciones basado en desempeño se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicada. (ATC 40, 1996).

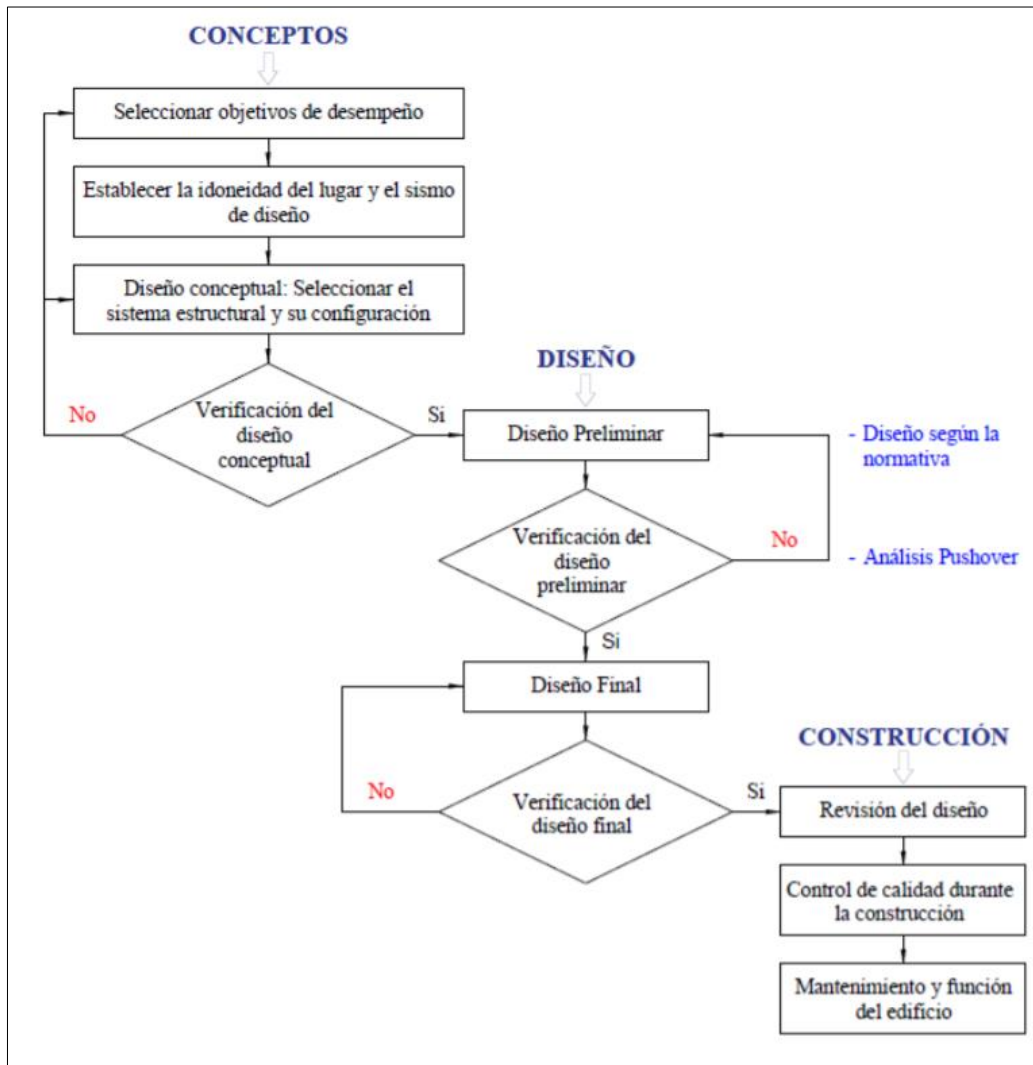
2.2.5.2. Concepto de SEAOC

La ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación se define como: la selección de criterios de diseño, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y sus componentes no estructurales y contenido, para asegurar y controlar la calidad de la construcción y mantenimiento para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad. La estructura no superará los daños ante ciertos estados límite u otros límites inusuales". Los estados límite referidos se denominan niveles de desempeño. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de movimiento sísmico probable, para definir los objetivos de desempeño para los cuales se diseña la estructura. El logro de los objetivos de desempeño

nunca se garantiza, pero se espera, con niveles definidos de riesgo y confiabilidad. (SEAOC, 1999).

Figura 8

Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño



Fuente: (SEAC Comisión Visión 2000, 1995)

2.2.6. Niveles de desempeño sísmico

Se define como un estado o “condición límite de daño”; usado en la definición de los objetivos de desempeño (Choque & Luque, 2019).

Está en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio.



- 2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño.
- 3) La funcionalidad del edificio posterior al sismo. Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios.

2.2.6.1. Propuesta de ATC 40

El ATC 40 combina los niveles en elementos estructurales y no estructurales dentro de la edificación.

A. Niveles para elementos estructurales.

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de “Structural Performance” y n es un número que varía entre 1 y 6). (ATC 40, 1996).

- **Ocupación inmediata, SP-1:** Los daños son muy limitados, y de tal magnitud que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP-2:** Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad de vida, SP-3:** Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la



estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- **Seguridad limitada, SP-4:** Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
- **No considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

B. Niveles para elementos no estructurales.

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida (ATC 40, 1996)..

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes

elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

C. Niveles para elementos las estructuras.

La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio (ATC 40, 1996).

Tabla 2

Niveles de Desempeño de las Estructuras

Niveles de Desempeño No estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupacion Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupacion Inmediata	1-B Ocupacion Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comumente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	combinaciones No Recomendables de SP-NP

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.2.6.2. Propuesta de Comisión Visión 2000

(SEAOC Vision 2000 Committee, 1995). El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

a. Totalmente Operacional: Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los



servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

b. Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

c. Seguridad de Vida: Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

d. Prevención de colapso: En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento.

Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Tabla 3*Descripción de los Estados de Daño para los Diferentes Niveles de Desempeño*

Niveles de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAC Comisión Visión 2000, 1995)

2.2.7. Demanda sísmica

La aceleración del terreno rige la respuesta de las estructuras a la excitación sísmica. La demanda sísmica generalmente se representa mediante un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias o periodo (Choque & Luque, 2019).

La variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo (Chopra, 2014).

2.2.7.1. Niveles de amenaza sísmica

El peligro sísmico en un determinado sitio se representa mediante un conjunto de eventos sísmicos y peligros asociados con probabilidades de ocurrencia específicas. El Periodo de Retorno se define como un periodo de tiempo medio entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden y severidad.

La Probabilidad de Excedencia es una representación estadística de probabilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición. (Choque & Luque, 2019)

2.2.7.1.1. Propuesta de ATC 40

Se define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake” (ATC 40, 1996).

a. Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

b. Sismo de Diseño (DE): Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

c. Sismo Máximo (ME): Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

Tabla 4

Niveles de Desempeño Sísmico

Niveles	Nomenclatura	Probabilidad de Ser Excedido	Periodo de Retorno
Sismo Frecuente	SE	50% en 50 años	75 Años
Sismo de Diseño	DE	10% en 50 años	500 Años
Sismo Maximo	ME	5% en 50 años	1000 Años

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.2.7.1.2. Propuesta de Comisión Visión 2000

Propone 4 niveles de amenaza sísmica en términos de una probabilidad de excedencia y se muestran en la tabla 5.

El período de retorno T_R puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia pe para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-pe)} \quad (1.6)$$

Donde:

T_R : Periodo de Retorno (años)

T : Tiempo de exposición (años)

pe : Probabilidad de Excedencia.

Tabla 5

Niveles de Amenaza Sísmica en Función del Periodo de Retorno y Probabilidad de Excedencia

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

2.2.8. Objetivo de desempeño sísmico

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos de desempeño para el diseño. La selección es hecha por el cliente, con la asesoría del profesional de diseño, basado en las expectativas del cliente, el peligro sísmico, análisis económico, y el riesgo aceptable (Bertero, 1997).

Los objetivos de desempeño típicamente van desde el mínimo establecido en los códigos, basados usualmente en la seguridad de vida para un sismo raro, a operacional en un sismo muy raro. Un objetivo de desempeño es un par formado por un nivel de peligro sísmico seleccionado y un nivel de desempeño estructural y no estructural.

2.2.8.1. Propuesta de ATC 40

La amplia variedad de niveles de desempeño para edificios según se indica en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se puede combinar con varios niveles de sismo para formar muchos objetivos de desempeño posibles. Un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo (ATC 40, 1996).

Tabla 6

Definición de un Objetivo de Desempeño

Niveles de Sismo de Diseño	Niveles de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE	x	NA	NA	NA
Sismo de Diseño, DE	x	x	x	NA
Sismo Maximo, ME		x	x	x

NA: No Aplicable

Fuente: (ATC 40, 1996)

En la tabla 7, se muestra el objetivo de desempeño de Alta Seguridad para edificaciones de seguridad vital o categoría esencial según la norma RNE E .060, este es un objetivo de desempeño donde el edificio alcanza el nivel operacional para el Sismo de Diseño (DE), y Ocupación Inmediata para el Sismo Máximo (ME).

Tabla 7

Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Esenciales

Movimiento Sismico de Diseño	Niveles de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE	x			
Sismo Maximo, ME		x		

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.2.8.2. Propuesta de la Comisión Visión 2000

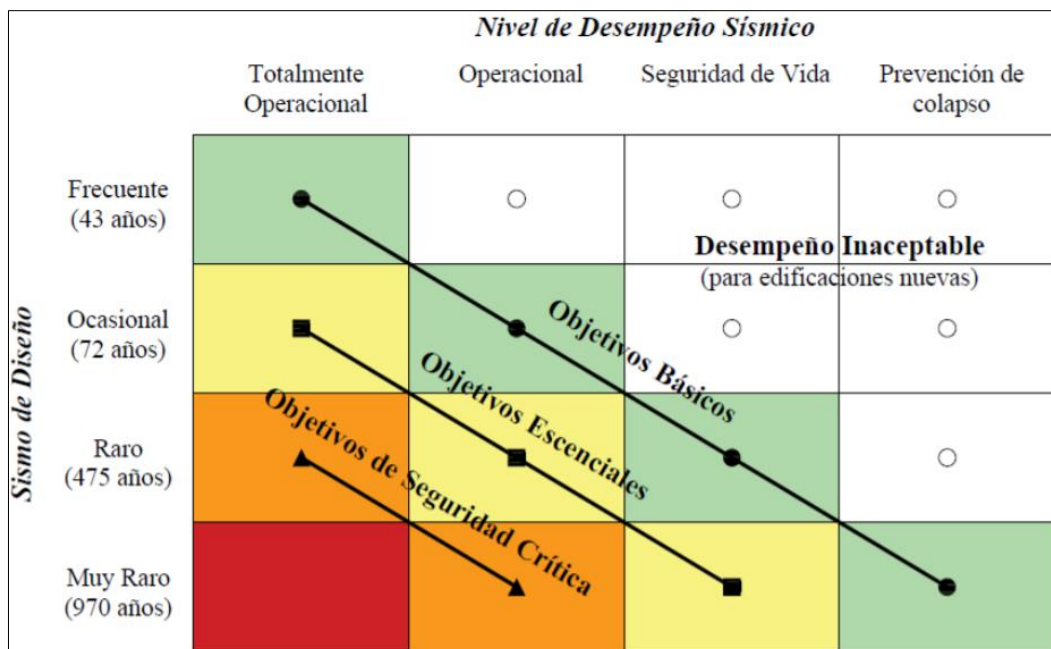
El reporte Visión 2000, va a recomendar la identificación de un conjunto de objetivos mínimos y otro de objetivos mejorados.

a. Objetivos mínimos: El objetivo básico es definido como el objetivo de desempeño aceptable mínimo para edificios nuevos comunes. Los objetivos para edificios esenciales y de seguridad crítica son definidos como objetivos mínimos para hospitales y plantas nucleares respectivamente. Estos tres objetivos son ilustrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** como una línea diagonal en la matriz de objetivos de desempeño.

b. Objetivos mejorados: Otros objetivos que proveen mejor desempeño o menor riesgo que los objetivos mínimos pueden ser seleccionados bajo la aprobación del cliente.

Figura 9

Objetivo de Desempeño Propuesto por Visión 2000



Fuente: Objetivos Básicos, Esenciales y Seguridad Crítica (SEAOC, 1995)

2.2.9. Modelo inelástico para secciones y elementos

Para la representación o idealización del comportamiento y modelamiento de los elementos estructurales cuando están en un estado fuera del límite elástico. Para tal caso su comportamiento es plástico se utiliza los diagramas de Momento – Curvatura y Momento – Rotación.



2.2.9.1. Diagrama Momento – Curvatura

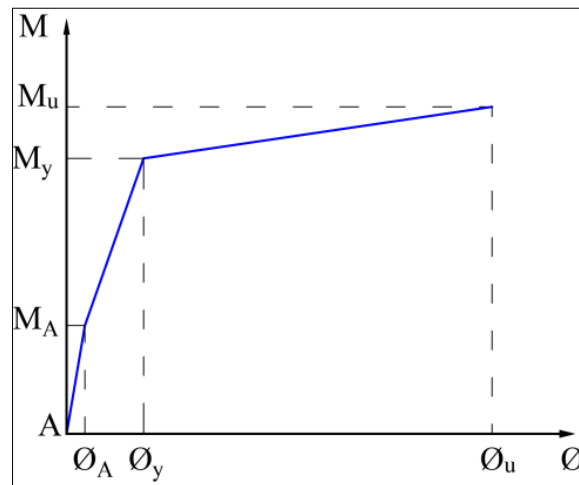
Este diagrama representa la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto armado (Ottazzi, 2011).

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) brinda una idea clara de la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía, el comportamiento no lineal de la sección. Cuanta más ductilidad tenga una sección mayor será la capacidad de disipación energía del elemento y de la estructura.

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) se construye a partir de los modelos constitutivos del concreto y acero; y estudiando la sección en 3 estados:

- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado tienen una relación lineal siempre y cuando los momentos sean menores al momento de agrietamiento (M_A). Luego del agrietamiento la relación continua casi lineal, pero con pendiente diferente hasta que la fluencia del acero (M_y) o el agotamiento del concreto (M_u) se alcance. Si primero se produce la fluencia del acero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo (M_u) y finalmente su máxima (Ottazzi, 2011).

Figura 10*Diagrama Momento - Curvatura típica*

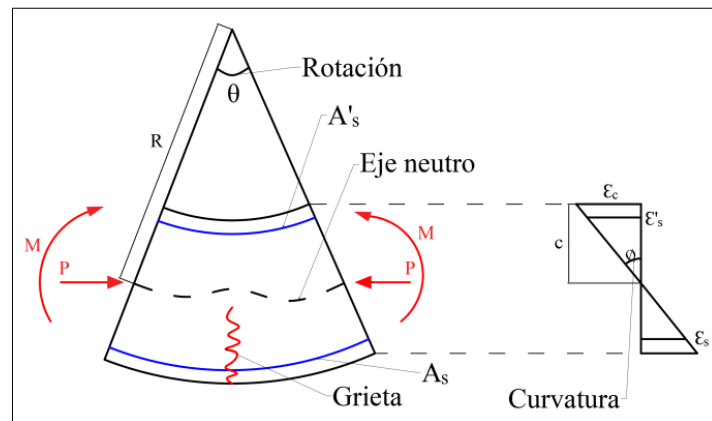
Fuente: (Ottazzi, 2011)

2.2.9.2. Diagrama Momento – Rotación

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) corresponde a una sección y el diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) a una porción del elemento, la cual es generalmente la zona de rótula plástica (Hernandez, 2013).

A partir del diagrama $M-\phi$ es posible calcular la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento en la zona de rótula plástica que tiene una longitud L_p (longitud de plastificación equivalente). Esta longitud incluye grietas diagonales por corte que no son incluidas en la construcción del diagrama $M-\phi$, tampoco se tiene en cuenta el deslizamiento del acero en el entorno a las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero por el concreto no agrietado; así la rotación inelástica es menor que la calculada.

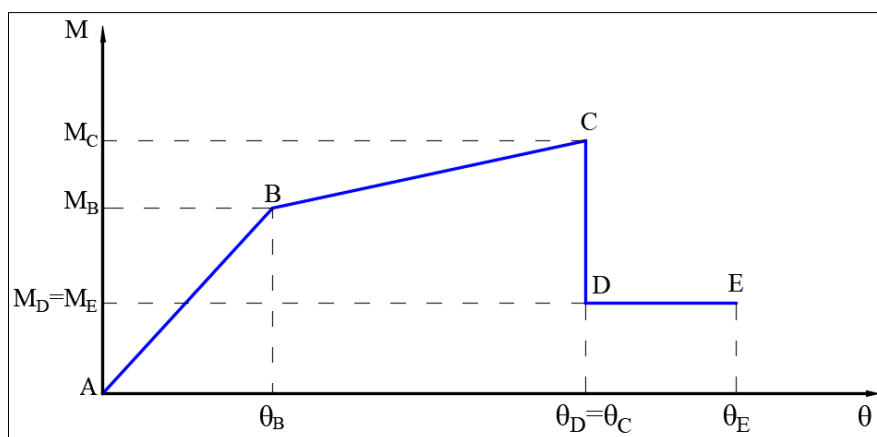
Lo anterior hace difícil el cálculo de la rotación inelástica disponible, normas como el ASCE/SEI 41-13, FEMA 440, ATC-40 establecen un diagrama $M-\theta$ simplificado y normalizado, según se visualiza en la figura 11, el cual se construye calculando algunos parámetros.

Figura 11*Curvatura y Rotación de una Sección*

Fuente: (Ottazzi, 2011)

2.2.9.3. Diagrama Simplificado Momento-Rotación

Debido a que en las estructuras que se analizan con estos métodos la cantidad de secciones que hay en la misma y la complejidad que sería la construcción del diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) para cada uno de estos elementos, se usa diagramas simplificados con tramos rectos entre los puntos críticos (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Figura 12*Diagrama Momento - Rotación Simplificado*

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.2.9.4. Relación Fuerza – Deformación

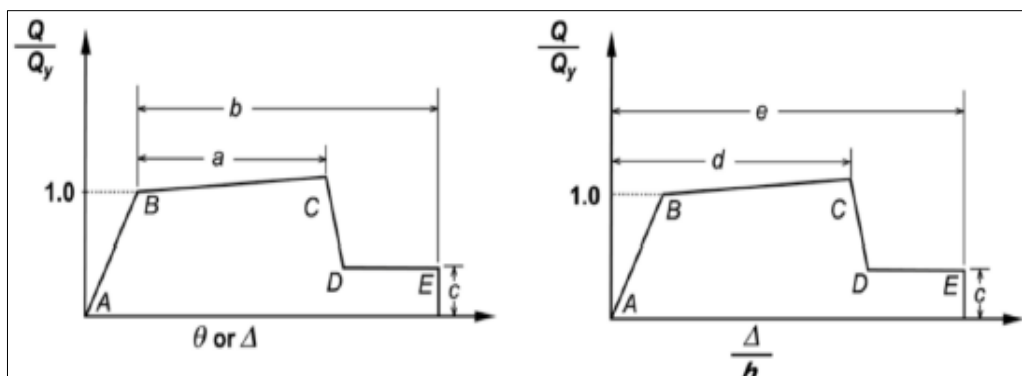
Para evaluar respuesta no lineal de la estructura se necesita conocer la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de los componentes debe representarse

mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13, estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación (Choque & Luque, 2019).

La relación generalizada fuerza-deformación mostrada en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de fluencia efectiva; luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal) que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación; luego una respuesta que representa la degradación repentina de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D; más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E; para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es esencialmente cero. Los valores numéricos se exponen en las Tablas del ASCE/SEI 41-13 incluidas en el anexo 06.

Figura 13

Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Componentes



Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los parámetros de modelación pueden representar relaciones de carga-deformación (asociada a flexión) o relaciones carga-ratio de deformación (asociada con el corte). Antes de calcular los parámetros de modelación (a , b , c , d y e) y criterios de aceptación (IO, DL, LS) se debe determinar cuál es el tipo de falla que controla al elemento (flexión, corte) (Choque & Luque, 2019).

Para cada tipo de viga, columna y muro de corte se debe calcular sus respectivos esfuerzos de fluencia y últimos (f_y y f_u); parámetros de modelación que a su vez dependen de: las cuantías de acero, el refuerzo transversal (si confina o no al elemento) y la fuerza de corte

actuante; y sus criterios de aceptación Ya con estos datos y parámetros se podrá representar la respuesta no lineal de los elementos (Aguilar, 2013).

2.2.9.4.1. Vigas

El primer parámetro está relacionado con las cuantías de acero; el segundo define si el refuerzo transversal utilizado está confinando o no a la viga y el tercero está relacionado con la fuerza cortante actuante.

- Momento ($M3$)

Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son calculados según la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Además, se requiere conocer los valores del momento de fluencia (M_y) del momento último (M_u).

2.2.9.4.2 Columnas

En forma similar a las vigas, hay tres controles que se deben realizar, antes de ingresar a la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, 2014 para encontrar los coeficientes a , b , c con los cuales se halla el diagrama momento rotación. El primer control es calcular la relación: $P/(Ag*f'c)$, donde P es la carga axial actuante, Ag es el área de la sección transversal de la columna y $f'c$ es la resistencia máxima del concreto a compresión. El segundo control tiene que ver con el confinamiento y el tercero con el cortante actuante; estos dos controles se realizan en forma similar a la de las vigas.

Si la columna está controlada por corte no se puede obtener los coeficientes a , b , c .

- Flexión y axial ($P-M2-M3$)

Los valores de los parámetros numéricos de modelación a , b y c , y de aceptación del desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas $P-M2-M3$ son calculados según la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Adicionalmente, se definen las curvas de interacción para cada tipo de sección diseñada.

2.2.9.4.3 Muros de corte

- Momento eje fuerte ($M3$)

Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros en su eje fuerte son calculados según la Tabla 10-19 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Adicionalmente se requiere



conocer los valores del momento de fluencia M_y y del momento último M_u . Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica por flexión.

- Corte eje fuerte (**V2**)

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son calculados según la Tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y .

- Momento eje débil (**M2**)

El comportamiento de muros sometidos a carga lateral en dirección a su eje débil se considera como el de una columna actuando en una dirección. Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros en su eje débil son calculados según la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia M_y y del momento último M_u . Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica por flexión.

- Corte eje débil (**V3**)

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que los muros en dirección de su eje débil trabajan como columnas de acople entre muros actuando en su eje fuerte.

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son extraídos y calculados según la Tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-13, 2014. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y .

2.2.10. Rótulas Plásticas

Una rótula plástica es un dispositivo de disipación de energía que permite la rotación plástica de una sección manteniendo casi constante el momento plástico. Las rótulas plásticas son necesarias para poder definir el modelo no lineal de la estructura (Park & Paulay, 1975).

2.2.10.1 Vigas

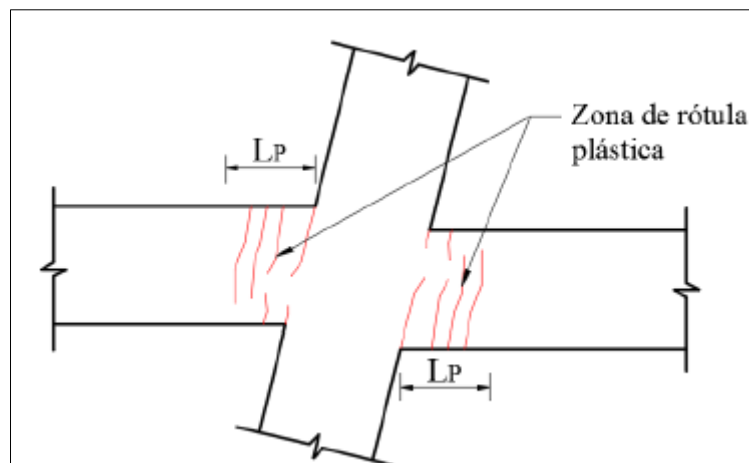
Durante la acción sísmica el comportamiento no lineal en las vigas suele concentrarse en las zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada L , el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos.

Para desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina “rótula plástica” y le corresponde una longitud “ L_p ” (Figura 14). Una aproximación para la L_p es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p=0.4d$ ó $0.5d$). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante (Park & Paulay, 1975).

Todas estas suposiciones son muy útiles ya que permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-rotación.

Figura 14

Formación de Rotula Plástica en Vigas



Fuente: (Choque & Luque, 2019)

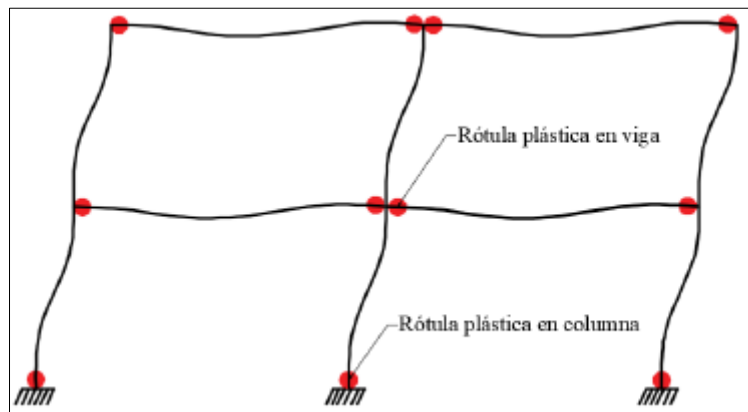
2.2.10.2 Columnas

En columnas no solo se tiene una ductilidad (como en vigas), en este caso la ductilidad depende de la carga axial (P en compresión), así se debe garantizar que la carga axial no sea superior a la carga axial balanceada (P_b) para que la sección tenga falla dúctil y pueda generarse una rótula plástica. (Park & Paulay, 1975).

Lo anterior da entender que se tendrá una ductilidad para cada carga axial que soporte la sección siempre y cuando se cumpla: $P < P_b$.

Figura 15

Mecanismo Ideal de Formación de Rótulas Plásticas en un Pórtico



Fuente: (Choque & Luque, 2019)

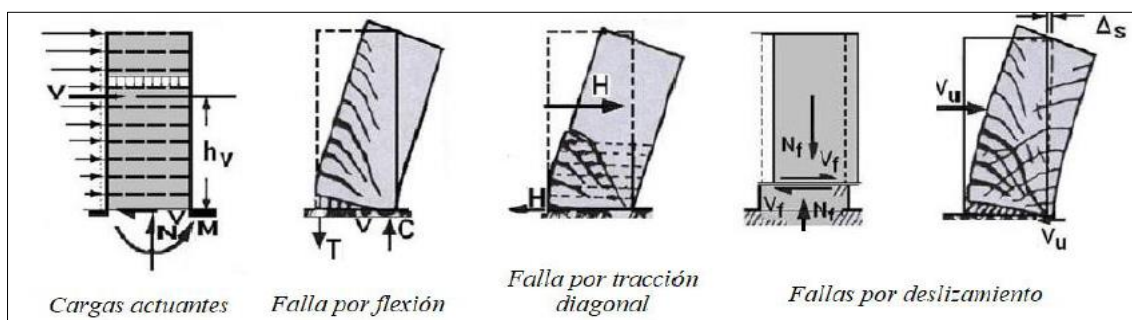
2.2.10.3 Muros de corte

Su comportamiento depende de la relación altura-longitud. El tipo de falla generalmente está asociado al tipo de muro (Blanco, 1994).

El comportamiento de un muro esbelto ($H/L > 2$) puede asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo en cuenta que presenta una carga axial actuante. La gran concentración de momentos en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rótula plástica en la base, la longitud de la rótula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal, que requerirán un refuerzo por cortante muy importante. Independientemente del tipo de falla por flexión descrita y de su combinación con los esfuerzos por tracción diagonal producidos por corte, puede ocurrir también una falla por deslizamiento. Esta puede presentarse en la zona de juntas de vaciado entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y dependerá de la calidad de la superficie de contacto.

Figura 16

Tipos de Falla en Muros Estructurales



Fuente: (Blanco, 1994)

La longitud de la rótula plástica ha sido estudiada por varios autores, entre ellos Paulay y Uzumeri quienes modificaron las ecuaciones propuestas por Sawyer's para vigas calibrándolas para muros y obteniendo la siguiente ecuación (1.7). Un límite superior para los valores de l_p en la ecuación anterior viene de considerar $\alpha = 0.5$ y $\beta = 0.1$ (Alfaro, Estimacion del desplazamiento lateral elastico e inelastico de muros esbeltos mediante un modelo de rotula plastica basado en un modelo de fibras, 2013).

Mientras que Paulay y Priestley recomiendan valores $\alpha = 0.5$ y $\beta = 0.44$ para un límite inferior de la expresión (1.7).

$$l_p = \alpha * 0.8 * l_w + \beta * h_w \quad (1.7)$$

l_w = largo de muro.

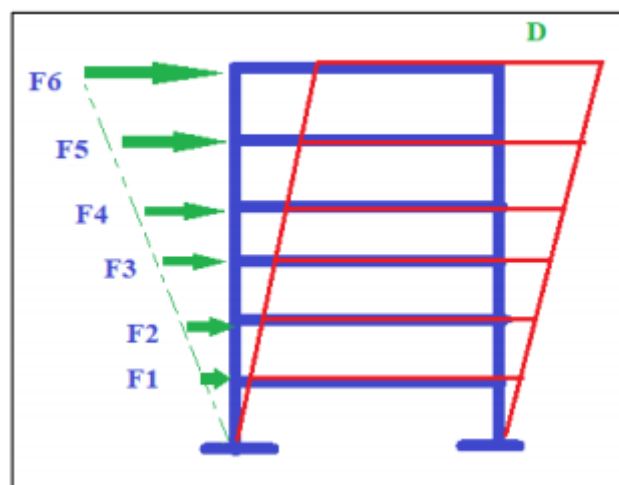
h_w = altura muro.

2.2.11. Análisis Push over

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente cuando se quiere estudiar la capacidad de una estructura (resistencia – deformación) bajo una distribución de cargas laterales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a dichas cargas laterales F_i que se incrementan monóticamente hasta que la estructura consigue su máxima capacidad, es así que al utilizar esta técnica, se puede identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de componentes, estados de límites de servicio y las deformaciones respecto de las fuerzas cortantes. (Soto, 2009).

Figura 17

Representación del Análisis Estático no Lineal con Carga Triangular Distribuida



Fuente: (Toledo, 2011)

Es una metodología de análisis sísmico con mayor aceptación y uso, un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o hasta producir el colapso de la estructura (Toledo, 2011).

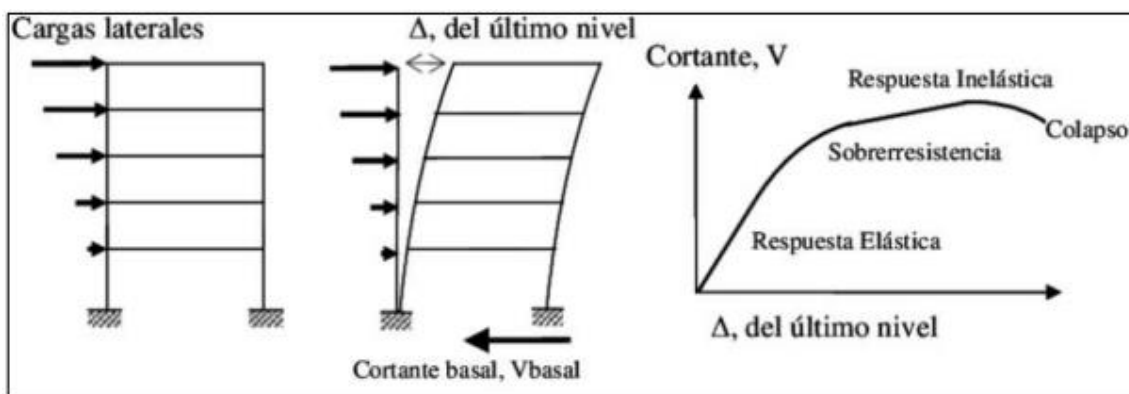
Asimismo, la aplicación del análisis estático no lineal permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico, la demanda depende de ciertos parámetros como la amenaza sísmica y el tipo de ubicación de la estructura; por otro lado, la capacidad de la estructura depende de la rigidez, resistencia y deformación de cada uno de los miembros que la conforman (Toledo, 2011).

Por ello, cuando se procede a realizar un AENL, es necesario contar con la siguiente información:

- ✓ Características constitutivas de los materiales.
- ✓ Las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.
- ✓ Las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura.
- ✓ La resistencia real de las vigas y columnas.
- ✓ La posible ubicación de las rótulas plásticas que podrían formarse en la estructura.

Figura 18

Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad



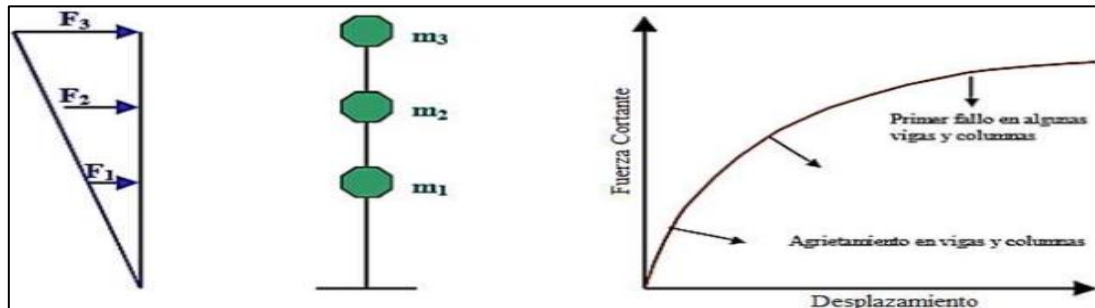
Fuente: (Toledo, 2011)

Durante el análisis la estructura es sometida a un incremento de fuerzas laterales de manera monótonica hasta alcanzar la máxima capacidad ante desplazamientos. Este

patrón de acciones laterales puede ser un patrón de cargas laterales o de desplazamientos (Chunque, 2013).

Figura 19

Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad



Fuente: (Soto, 2009)

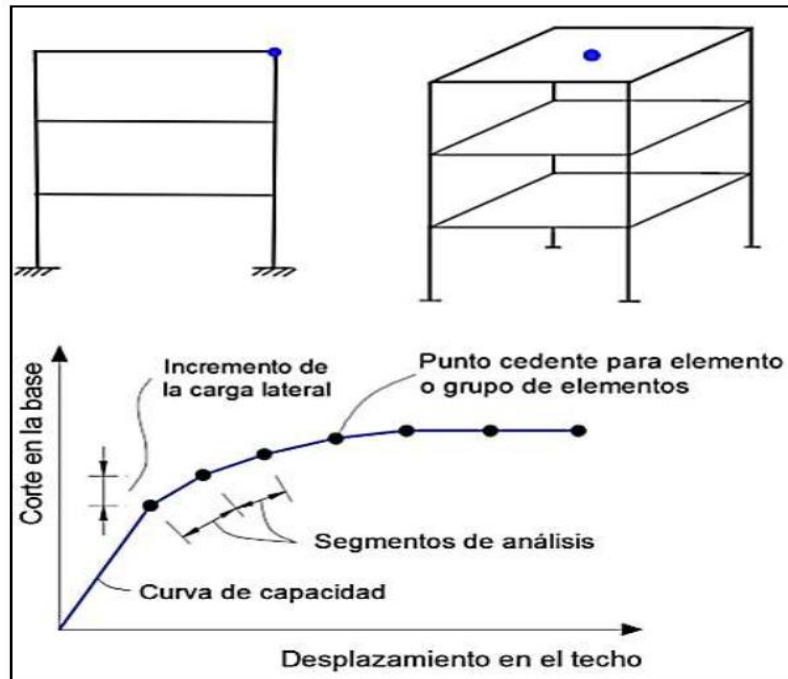
2.2.11.1. Procedimiento de análisis Push over

Según Hernandez (2013), el procedimiento es como sigue:

1. Definir el modelo matemático de la estructura que incorpore las características fuerza-deformación no lineal de los elementos según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.
2. Definir el nodo de control, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
3. Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
4. Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas ($M-\theta$). Cada incremento de carga lateral es un análisis separado que parte del fin de la última aplicación de carga, por ello a los resultados del último análisis se debe agregar los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
5. Obtener la curva de capacidad idealizada.

Figura 20

Ejemplo del Procedimiento de Análisis Pushover



Fuente: (Hernandez, 2013)

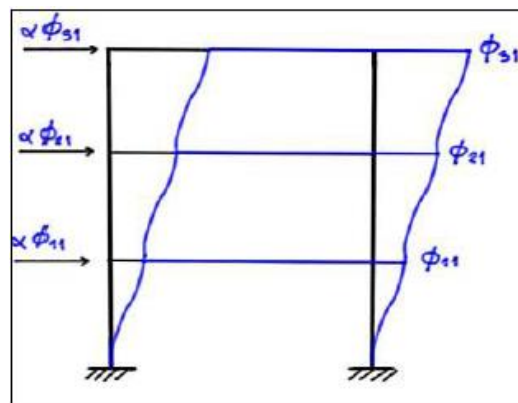
2.2.11.1.1. Definición de patrones de carga

Según Hernandez (2013). Se debe aplicar distribuciones verticales de carga lateral, a continuación, se describen los distintos casos de carga lateral:

- Caso 1: Distribución de carga vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis de estudio en consideración.

Figura 21

Caso de Carga Lateral Proporcional a la Forma de Modo Fundamental

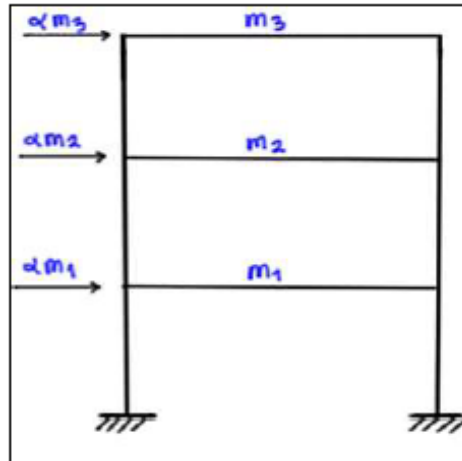


Fuente: (Hernandez, 2013)

- Caso 2: Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada masa de entrepiso.

Figura 22

Caso de Carga Lateral Proporcional a la Masa de Entrepiso



Fuente: (Hernandez, 2013)

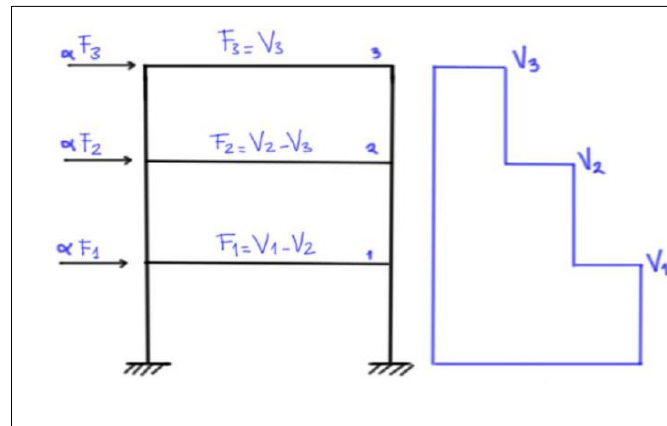
- Caso 3: Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral de la estructura, incluyendo suficientes modos que asumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espectro apropiado.

Esta distribución debe ser utilizada cuando el periodo del modo fundamental excede 1.0 segundo:

$$T \geq 1 \text{ Seg}$$

Figura 23

Caso de Carga Lateral Proporcional a las Fuerzas Cortantes de Entrepiso

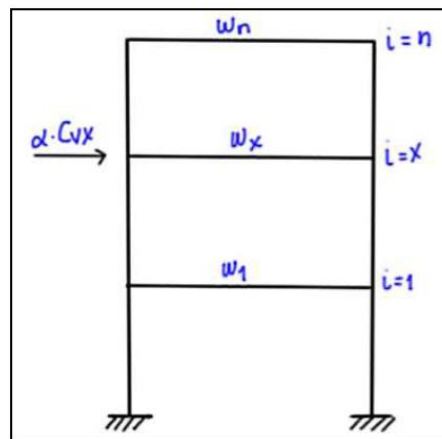


Fuente: (Hernandez, 2013)

- Caso 4: Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cvx análogo a la distribución de fuerzas laterales equivalentes utilizado por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030.

Figura 24

Caso de Carga Lateral Proporcional a los Valores Cvx



Fuente: (Hernandez, 2013)

Donde:

- ✓ Cvx = factor de distribución vertical de carga. $k = 2.0$ para $T \geq 2.5 \text{ seg}$ | 1.0 para $T \leq 0.5 \text{ seg}$ (interpolación lineal en valores intermedios de T).
 - ✓ wx = Porción del peso total de la estructura en el nivel X .
 - ✓ $h x$ = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel X .
 - ✓ wi = Porción del peso total de la estructura en el nivel X .
 - ✓ $h i$ = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i .
- **Caso 5:** Distribución de cargas laterales en forma triangular. Esta distribución vertical de carga lateral es proporcional a la altura medida desde la base hasta los niveles de entrepiso.
 - **Caso 6:** Distribución de cargas laterales uniformes. La distribución vertical de carga lateral es igual en todos los niveles de entrepiso de la estructura.

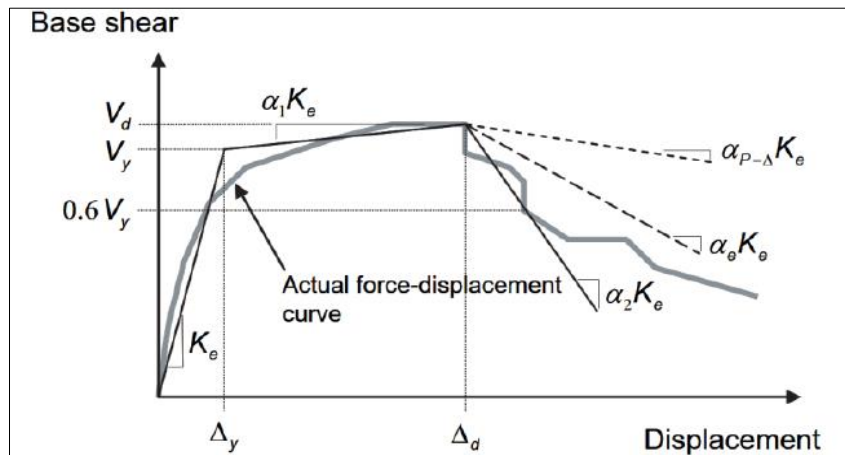
2.2.12. Curva de capacidad

La curva de capacidad es aquella gráfica que relaciona la resistencia a carga lateral del edificio versus el desplazamiento lateral en el último piso (en términos de cortante basal V y desplazamiento lateral D). La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, es decir, del

concreto, acero y la combinación de ambos. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura (Paredes, 2016).

Figura 25

Definición de Resistencia o Capacidad Estructural



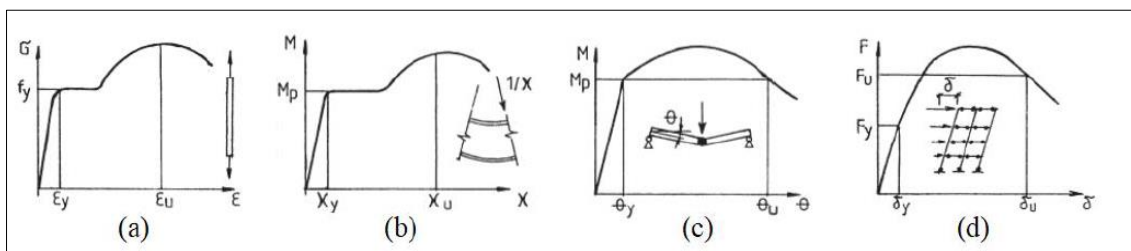
Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.2.12.1. Ductilidad

Es la capacidad de deformación inelástica de una estructura o elemento estructural. Depende del sistema estructural, irregularidades y del material. El comportamiento dúctil de una sección de concreto armado se logra principalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, permitiendo alcanzar grandes deformaciones luego de superar el límite de elasticidad. Se puede estimar la ductilidad disponible y la ductilidad demandada para un nivel de sismo específico. (Gioncu & Mazazolani, 2002)

Figura 26

Tipos de Ductilidad



Fuente: (Gioncu & Mazazolani, 2002)



- Ductilidad del material o ductilidad axial (a), que caracteriza a las deformaciones plásticas del propio material.

$$\mu\varepsilon = \varepsilon u / \varepsilon y \quad (1.8)$$

- Ductilidad de la sección transversal (b), o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí.

$$\mu\chi = \chi u / \chi y \quad (1.9)$$

- Ductilidad del elemento (c), o la ductilidad de rotación, cuando se consideran las propiedades del elemento.

$$\mu\theta = \theta u / \theta y \quad (1.10)$$

- Ductilidad de la estructura (d), o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

$$\mu\delta = \delta u / \delta y \quad (1.11)$$

2.2.12.2. Sobre resistencia

Según Gioncu & Mazazolani (2002), es el incremento en la capacidad más allá del límite elástico, este fenómeno sucede en la mayoría de estructuras y elementos estructurales.

Se cuantifica calculando el cociente de fuerzas; así la sobre resistencia de la estructura se define como el cociente entre la fuerza cortante de colapso y fluencia efectiva. También se puede calcular la sobre resistencia de demanda para un nivel de sismo específico.

$$SRu/y = Vu/Vy \quad (1.12)$$

$$SRd/y = Vd/Vy \quad (1.13)$$

De la misma forma se puede calcular la sobre resistencia de un elemento estructural:

$$SRu/y = Mu/My \quad (1.14)$$

$$SRd/y = Md/My \quad (1.15)$$

2.2.13. Métodos para estimar el punto de desempeño

Existen varios métodos que permiten estimar el punto de desempeño utilizando los resultados del Análisis Pushover, donde destacan el Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes, cuya aplicación en los últimos 20 años han permitido su desarrollo y aceptación dentro de los estándares de evaluación sísmica por desempeño.

2.2.13.1. Método del espectro de capacidad

Este método se basa en una Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. La suposición básica de los métodos lineales equivalentes es que el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de 1 GDL se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema elástico lineal de 1GDL que tiene un periodo y amortiguamiento mayor que los valores iniciales para el sistema no lineal.

El sistema elástico de 1GDL que se usa para estimar el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal generalmente se denomina Sistema Equivalente o Sustituto. De manera similar, el periodo de vibración y el amortiguamiento del sistema elástico se conocen como Periodo Equivalente y Amortiguamiento Equivalente, respectivamente.

El método inicia con la generación de la curva de capacidad (Pushover) para la estructura. Luego, los resultados son convertidos a formato ADRS, usando las propiedades dinámicas del sistema. La demanda sísmica también debe convertirse al mismo formato. El periodo puede representarse como una línea radial desde el origen.

Este método asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por el espectro de capacidad. El periodo equivalente se asume como el periodo secante en el que la demanda sísmica (reducida por el amortiguamiento equivalente) interseca con el espectro de capacidad. Dado que el periodo y el amortiguamiento equivalente están en función del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo (Punto de Desempeño) es iterativa.

2.2.13.1.1. Procedimiento propuesto en el FEMA 440

El FEMA 440 realizó una evaluación del método propuesto en el ATC-40 y presenta un Procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado (Improved Equivalent Linearization Procedure). El objetivo es estimar la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal con un sistema lineal “equivalente” utilizando un periodo efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las



características de la curva de capacidad, el periodo y amortiguamiento inicial del sistema, y la demanda de ductilidad μ (FEMA 440, 2005).

2.2.13.2. Método de coeficientes

El Método de Coeficientes es el procedimiento estático no lineal primario presentado en FEMA 356. Este enfoque modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1 GDL equivalente multiplicándolo por una serie de coeficientes (C_0 a C_3) para generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), que se denomina Desplazamiento Objetivo (FEMA 440, 2005).

El proceso inicia con una curva idealizada fuerza-deformación (Pushover), que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el techo. El periodo efectivo T_e es generado a partir del periodo inicial T_i teniendo en cuenta cierta pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El periodo efectivo representa la rigidez lineal del sistema de 1 GDL equivalente (oscilador). Cuando se representa el espectro de respuesta elástico como S_a vs. T , el periodo efectivo identifica una respuesta de aceleración máxima para el oscilador. El amortiguamiento asumido, a menudo 5%, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica cuya respuesta está dentro del rango elástico.

2.2.13.2.1. Procedimiento propuesto en el FEMA 356

Para obtener la curva idealizada fuerza-deformación (Representación bilineal) se debe utilizar un procedimiento gráfico-iterativo que iguale aproximadamente las áreas formadas por los dos segmentos por encima y por debajo de la curva de capacidad, de modo que la energía disipada por la estructura (área bajo la curva Pushover), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico (FEMA 356, 2000).

El procedimiento es el siguiente:

1. Definir el desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la figura 27
2. Calcular el área bajo la curva de capacidad A_{curva}
3. Estimar el cortante basal de fluencia V_{yi} . Este valor es un primer paso que se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas

bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso i del proceso iterativo.

4. Calcular la pendiente inicial K_{ei} de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.6V_{yi}$ (figura 27). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - a. A partir de los datos del análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6i}$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.6 V_{yi}$
 - b. La pendiente K_{ei} corresponde a la rigidez lateral efectiva (rigidez secante) de la estructura y es igual a:

$$K_e^i = \frac{0.6 * V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (1.27)$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i , definido como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (1.28)$$

El punto A de la figura 27, corresponde a un cortante basal V_{yi} y un desplazamiento D_{yi} . Este punto se denomina punto de fluencia efectiva de la estructura

6. Definir la curva bilineal, mediante las rectas OA , y AB (ver Figura 27)
7. Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u - 1}{V_y^i}}{\frac{D_u - 1}{D_y^i}} \quad (1.29)$$

8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB , $A_{bilineal}$
9. Determinar el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (1.30)$$

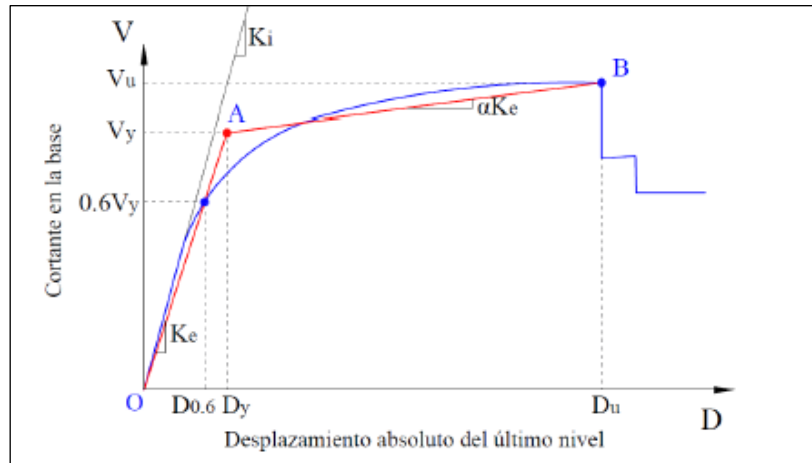
Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (1.31)$$

Repetir los pasos 4 al 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

Figura 27

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad



Fuente: (FEMA 356, 2000)

Procedimiento del Método de Coeficientes

1. Determinar la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis Pushover.
2. Determinar la representación bilineal de la curva de capacidad.
3. Calcular el periodo fundamental efectivo T_e , definido por:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{1.32}$$

Donde:

T_i : Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada, obtenida del análisis dinámico elástico.

K_i : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada. (Figura 28)

4. Calcular el desplazamiento objetivo (punto de desempeño) δ_t , que corresponde al desplazamiento al nivel del techo, definido por:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{1.33}$$

Donde: C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento en el techo del edificio de un sistema de varios GDL. Puede ser calculado a partir de:

- El factor de participación del primer modo de vibración al nivel del nodo de control.
- Un valor apropiado de la Tabla 8.

Tabla 8

Valores para el Factor de Modificación C_0

Numero de niveles	C_0
1	1.00
2	1.20
3	1.30
5	1.40
10+	1.50

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C_1 : Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & T_e \geq T_s \\ \frac{[1.0+(R-1)\frac{T_s}{T_e}]}{R} & T_e < T_s \end{array} \right\} \quad (1.34)$$

Pero no mayor que los siguientes valores ni menor que 1.0:

$$C_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1.5 & T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 & T_e \geq T_s \end{array} \right\} \quad (1.35)$$

T_e : Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, seg.

T_s : Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro.

R : Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia de fluencia, calculado mediante la ecuación:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (1.36)$$

Donde:

S_a : Aceleración del espectro de respuesta

V_y : Resistencia de fluencia de la representación bilineal de la curva de capacidad

W : Peso sísmico efectivo del edificio

C_m : Factor de masa efectiva. Según la Tabla 3-1 del FEMA 356 mostrada en la tabla 9. Se tomará como 1.0 si el período fundamental T , es mayor que 1.0 segundo.

Tabla 9

Valores de Factor de Masa Efectiva

Values For Effective Mass Factor C_m							
Nº of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3 or more	0.90	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90	1.00

C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period T , is greater than 1.0 second

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histerético, la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima. Los valores de C_2 para diferentes sistemas y Niveles de rendimiento estructural se obtendrán de la Tabla 10. Alternativamente, se permitirá el uso de $C_2 = 1.0$ para procedimientos no lineales.

Tabla 10

Valores para el Factor de Modificación C_2

Nivel de Desempeño Estructural	$T \leq 0.1 S$		$T \geq T_s$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupacion Inmediata	1.00	1.00	1.00	1.00
Seguridad de Vida	1.30	1.00	1.10	1.00
Prevencion de Colapso	1.50	1.00	1.20	1.00

Fuente: (FEMA 356, 2000)

El Sistema Tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30 % del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el tipo 1.

C₃: Factor de modificación para representar el incremento de desplazamiento debido a los efectos dinámicos de segundo orden (P-Δ). Para edificios con una rigidez post-fluencia positiva $C_3 = 1.0$. Para edificios con una rigidez post-fluencia negativa se calculará como:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (1.37)$$

Donde:

α : Relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica efectiva K_e , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad.

R, T_e : Definidas anteriormente.

S_a : Aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

g : Aceleración de la gravedad.

2.2.13.2.2. Procedimiento propuesto en el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13

Al igual que para el método del espectro de capacidad, el FEMA 440 realizó una evaluación de este método y presenta en su Capítulo 5 el Procedimiento Mejorado para la Modificación del Desplazamiento (Improved Procedures for Displacement Modification). Se incluyen recomendaciones y nuevas expresiones para los coeficientes basados en datos empíricos, así como eliminar el coeficiente C_3 y reemplazarlo con un límite de resistencia mínima (valor máximo de $R = \mu \text{ strength}$) requerido para evitar la inestabilidad dinámica.

Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento

El procedimiento a seguir la obtención de esta curva idealizada es el mismo que se propuso en FEMA 356, la diferencia está en la inclusión de un tercer segmento debido a una degradación de la resistencia.

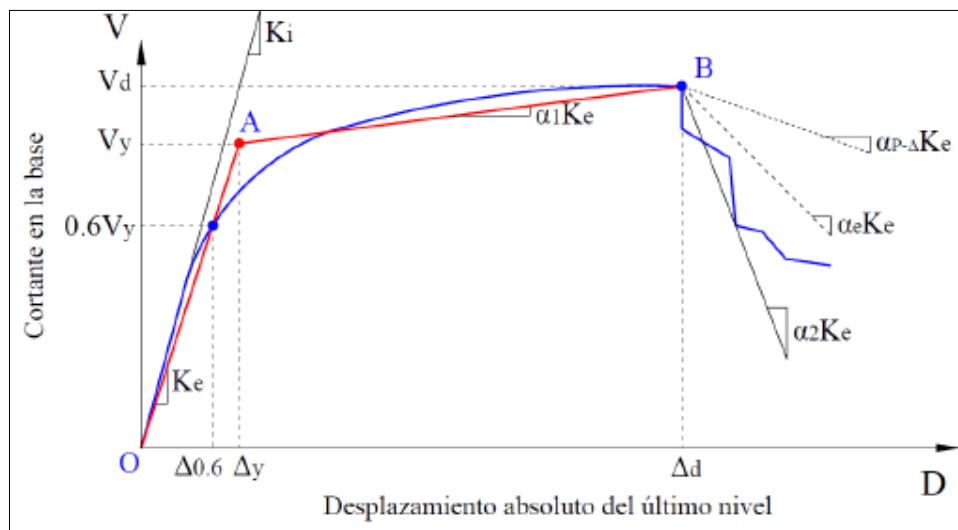
El primer segmento inicia en el origen y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e , que es la rigidez secante calculada para un cortante igual al 60% del cortante de fluencia de la estructura V_y .

El segundo segmento representa la pendiente positiva post-fluencia $\alpha_1 K_e$, determinada por la unión del punto (V_d, Δ_d) y la intersección con el primer segmento de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva estén aproximadamente equilibradas. El punto (V_d, Δ_d) es un punto sobre la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al cortante máximo de la base, el que sea menor.

El tercer segmento de línea representa la pendiente negativa post-fluencia $\alpha_2 K_e$, determinada por el punto (V_d, Δ_d) y el punto el que la fuerza cortante basal se degrada a un 60% de la resistencia de fluencia efectiva.

Figura 28

Curva idealizada fuerza – desplazamiento



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Desplazamiento Objetivo

Para edificios con diafragma rígido, el desplazamiento objetivo δ_t , se calcula como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{1.38}$$

Donde:

C0: El mismo valor recomendado en el FEMA 356

C_1 : Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strengt}^{-1}}{aT_e^2} \quad (1.39)$$

Donde:

El valor de “ a ” corresponde a la clasificación del tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7:

$a = 130$ para clasificación de sitio A o B (roca)

$a = 90$ para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave), y

$a = 60$ para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

$\mu_{strengt}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia:

$$\mu_{strengt} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (1.40)$$

El uso del NSP no está permitido si $\mu_{strengt}$ excede al valor de μ_{max}

T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, seg.

V_y = Resistencia de fluencia del edificio en la dirección considerada calculada de la curva idealizada fuerza-deformación

W = Peso sísmico efectivo, según corresponda

C_m = Factor de masa efectiva, tomado de la Tabla 7-4 del ASCE 41-13 mostrado en la tabla 09. Se tomará como 1.0 si el período fundamental T , es mayor que 1.0 segundo.

Para periodos menores a 0.2 seg, C_1 no necesita tomarse mayor al calculado para $T=0.2$ seg. Para periodos mayores a 1 seg, $C_1=1.0$

C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histerético, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima. Para periodos mayores que 0.7 seg, $C_2 = 1.0$. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength}-1}{T_e} \right)^2 \quad (1.41)$$

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, la relación máxima de resistencia μ_{max} es igual a:

$$\mu_{max} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (1.42)$$

2.2.14. Evaluación del desempeño sísmico

Los desplazamientos en el punto de desempeño se deben verificar con los límites establecidos según el nivel de desempeño. El ATC-40 establece límites de deriva total (elástica + inelástica) y de deriva inelástica:

Tabla 11

Límites de Deriva Según el ATC – 40

Deriva límite de entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupacion Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total maxima	0.010	0.01-0.02	0.020	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelastica maxima	0.005	0.005-0.015	Sin limite	Sin limite

Fuente: (ATC 40, 1996)

Donde V_i es el cortante total, y P_i es la carga de gravedad total en el piso i .

El Comité Visión 2000 también establece derivas límite para sus niveles de desempeño:

Tabla 12

Límites de Deriva Según el Comité Visión 2000

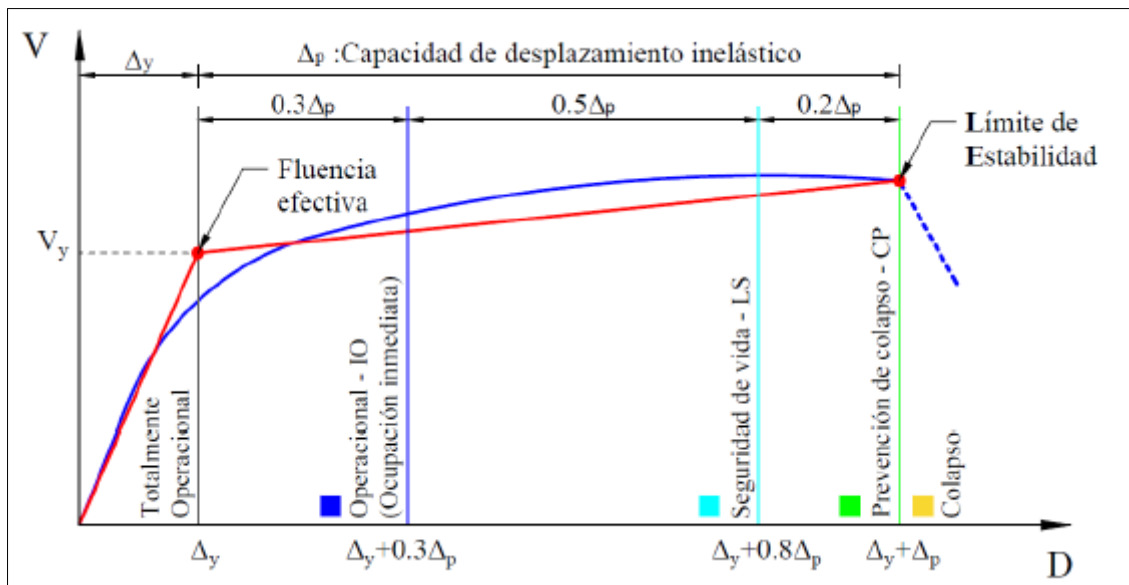
Deriva	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Permisible	<0.002	<0.005	<0.015	<0.025	>0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	<0.005	<0.025	>0.025

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

El ATC-40 establece una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad para calificar el nivel de desempeño:

Figura 29

Sectorización por Niveles de Desempeño de Modelo Bilineal de la Curva Capacidad



Fuente: (ATC 40, 1996)

2.3. Hipótesis

2.3.1. Hipótesis General

Los niveles de desempeño sísmico de la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco, al aplicarse el análisis estático no lineal en ambas direcciones de



análisis, para un sismo de servicio será de totalmente operacional TO y para un sismo máximo será de seguridad de vida LS.

2.3.2. Sub Hipótesis

a) Sub Hipótesis 1

Las demandas sísmicas son para un sismo de servicio el 50% del sismo de diseño, y para un sismo máximo el 150% del sismo de diseño. Siendo el sismo de diseño el descrito según norma E.030 para la Edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco con un periodo de retorno de 475 años.

b) Sub Hipótesis 2

La curva de capacidad de la edificación de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco muestra un cortante basal máximo de 6000 ton antes que la edificación llegara a colapsar en ambas direcciones de análisis.

c) Sub Hipótesis 3

El punto de desempeño expresado en fuerza cortante y desplazamiento para un sismo de servicio estará comprendido entre un valor de 3000 Ton a 4000 Ton en ambas direcciones de análisis, generando un desplazamiento que oscila entre 0.5 m a 0.8 m en el punto más alto de la edificación.

2.4. Definición de variables

2.4.1. Variables independientes

2.4.1.1. Método Push Over

El análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover) se refiere al estudio de la estructura al someter a los elementos estructurales a cargas laterales monotónicas que se incrementan hasta llevar a la estructura a una condición de colapso. El cual permitirá observar la formación secuencial de rotulas plásticas y así definir el mecanismo de falla de dicha estructura.

Indicadores: Demanda sísmica, capacidad estructural, punto de desempeño.

2.4.2. Variables dependientes

2.4.2.1. Nivel de desempeño sísmico

Los niveles de desempeño representan una condición límite establecida en función a los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales, además de la amenaza sobre la



seguridad de los ocupantes de la edificación provocada por estos daños y la funcionalidad de la edificación luego de ocurrido el movimiento sísmico.

Indicadores: Totalmente Operacional (TO), Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP)

2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables



Tabla 13

Cuadro de Operacionalización de Variables

TEMA: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA EDIFICACION DE AULAS GENERALES DE LA UNIVESIDAD ANDINA DEL CUSCO, APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) "					
VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIONES	DESCRIPCION	INDICADORES	MEDICION DE INDICADORES	INSTRUMENTOS
METODO PUSHOVER	x1: demanda sismica	Se refiere a las diferentes sollicitaciones sísmicas: sismo de frecuente, sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo esperado para diferentes periodos de retorno.	Espectros de demanda sismica.	Periodo de Retorno (Años) Probabilidad de Excedencia (%) Parametros de zona.(Z, Tp, Tl)	
	x2: capacidad estructural	La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. La curva de Capacidad es aquella gráfica que relaciona la resistencia a carga lateral del edificio versus el desplazamiento lateral en el último piso.	Resistencia	Coefficiente de reduccion sismica.(Ro) Resistencia de los materiales (kg/cm2) Distribucion de acero de refuerzo (cm2) Configuracion estructural(Irregularidad,simetria)	Planos Estructurales de la Edificacion Formatos de Recoleccion de Datos Hoja de Calculo Exel
			Deformacion	Cortantes de entrepiso (tnf) Sobrerresistencia (kgf/kgf) Momento Curvatura (rad/cm) Momento rotacion (Θ) Deformacion de los materiales (m/m)	
			Ductilidad.	Desplazamiento cedente (cm) Desplazamiento ultimo (cm)	
		Punto objetivo	Desplazamiento objetivo (cm) Fuerza cortante objetivo en la base (tonf)		
	x3: punto de desempeño	Representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado, para una determinada demanda sísmica. Mediante procedimientos establecidos se realiza la superposicion del espectro de capacidad y el espectro de respuesta bajo una gráfica de iguales unidades, la intersección de ambas graficas permite la estimacion y ubicacion del punto de desempeño	Rigidez	Rigidez inicial (tonf / cm2) Rigidez efectiva (tonf / cm2)	
VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSIONES	DESCRIPCION	INDICADORES (estado de daño)	MEDICION DE INDICADORES	INSTRUMENTOS
DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE	Totalmente operacional TO	Los niveles de desempeño representan una condición límite establecida en función a los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales, además de la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación provocada por estos daños y la funcionalidad de la edificación luego de ocurrido el movimiento sísmico.	Curva idealizada de capacidad	Fuerza lateral evaluado ante una demanda sísmica (tnf).	Planos Estructurales de la Edificacion Formatos de Recoleccion de Datos Hoja de Calculo Exel
	Ocupación Inmediata IO				
	Seguridad de vida LS		Desplazamiento objetivo	Desplazamientos laterales en el nivel superior (cm)	
	Prevencion del colapso CP				



CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1. Metodología de la Investigación

3.1.1. Enfoque de la investigación

El trabajo de investigación fue del tipo CUANTITATIVO, toda la investigación comenzó en primer lugar realizando la recopilación de datos que permitió la comprobación de las hipótesis planteadas inicialmente, teniendo como fundamento el análisis numérico (magnitudes medibles), el uso de normativas nacionales e internacionales operan a través del tratamiento de parámetros y variables, que permitieron lograr el análisis estático no lineal y por ultimo evaluar el desempeño sismo resistente del edificio de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco el cual es el principal objetivo de la investigación.

3.1.2. Nivel o Alcance de la Investigación

El nivel del presente trabajo de investigación fue DESCRIPTIVO ya que investigan y determinan las propiedades y características más representantes del objeto de estudio, para nuestro caso el “Edificio de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco”, que será sometido a un modelado estructural a través del análisis estático lineal y luego un análisis estático no lineal, con el propósito de obtener respuestas sísmicas y determinar el desempeño sismo resistente de la estructura.

3.1.3. Método de Investigación

El método a través del cual se realiza la investigación fue HIPÓTETICO DEDUCTIVO, ya que primero se observó el fenómeno a estudiar, para luego plantear una o varias hipótesis que lo describen, y que por último serán comprobadas o verificadas mediante ensayos, estudios, pruebas y análisis.

En nuestro caso, se hará uso de programas informáticos como el Etabs V. 2016 (versión educativa) que de forma ordenada y metódica podrán dar validez a las hipótesis planteadas y en ese sentido, mencionar que en síntesis se trata de dar soluciones a los problemas y limitaciones presentes en la realidad a través de la ingeniería sismorresistente y sus métodos más actuales.



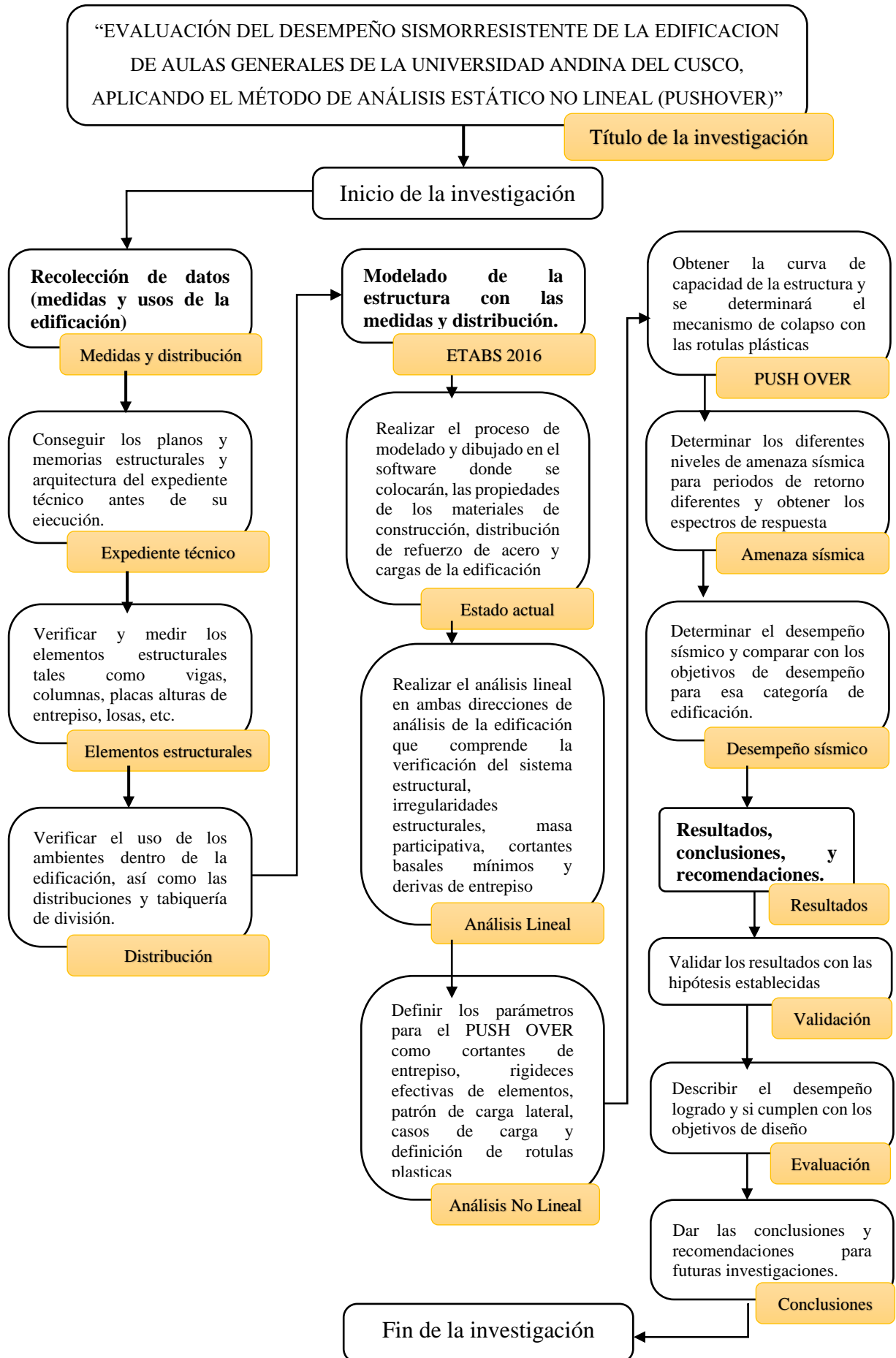
3.2. Diseño de la Investigación.

3.2.1. Diseño Metodológico

El presente trabajo de investigación tiene un diseño metodológico de tipo cuasi experimental debido a que se manipularon variables independientes para obtener una respuesta en la variable dependiente, este proceso consistió en la obtención de información de los planos estructurales así como de la memoria de cálculo propuesta en el expediente técnico para la construcción, para luego evaluar el desempeño sismo resistentes a diferentes niveles de amenaza sísmica; esta investigación es posee un descriptivo correlacional que implica la relación entre la variable independiente que es la aplicación del método de análisis estático no lineal (pushover) para determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación de aulas generales de la Universidad Andina del Cusco.

3.2.2. Diseño de Ingeniería

Para la presente investigación se detalla el procedimiento a seguir desde el punto de vista de la ingeniería en el siguiente flujo grama, donde nos muestra el inicio de la investigación hasta llegar al final de la misma.





3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

3.3.1.1. Descripción de la Población

Para el presente trabajo de investigación se consideró como población universal al conjunto en sí de toda la estructura física del pabellón de aulas generales de la universidad andina del cusco

3.3.1.2. Cuantificación de la Población

Se consideró, el número de columnas, vigas, distribución de acero de refuerzo, muros de corte, losas y tabiques; esta cuantificación se encuentra en mayor detalle dentro del procedimiento de análisis de datos, así como también en los resultados del presente trabajo de investigación

3.3.2. Muestra

3.3.2.1. Descripción de la Muestra

Se consideró como muestra, todos los datos referentes a la estructura física de las aulas generales de la Universidad Andina del Cusco; todos estos datos fueron obtenidos de los planos estructurales, así como de la memoria de cálculo propuesta en el expediente técnico para la construcción

3.3.2.2. Cuantificación de la Muestra

Para el presente trabajo de investigación para la cuantificación de la muestra se consideró la misma cuantificación de la población.

3.3.2.3. Método de Muestreo

El método de muestreo del presente trabajo de investigación es de carácter no probabilístico, ya que no depende de la probabilidad si no de las características de la investigación.

También se tiene que hacer mención a que el procedimiento no es mecánico ni con base en fórmulas de probabilidad, si no que depende del proceso de toma de decisiones de los investigadores y, desde luego, las muestras seleccionadas obedecen a otros criterios de investigación.



3.3.2.4. Criterios de Evaluación de Muestra

La muestra se evaluó mediante la comprobación de los datos reflejados en los planos y memoria de diseño, la evaluación de la muestra consiste en la aplicación de normativas peruanas e internacionales, tales como:

- NTP E020 – Cargas
- NTP E030 – Diseño sismorresistentes
- NTP E060 – Concreto armado
- ASCE 41-13 -Rotulas Plásticas
- FEMA 440 – Método de Coeficientes

3.3.3. Criterios de Inclusión

Se incluyó todos los elementos estructurales principales y secundarios, así como los elementos no estructurales para el cálculo de cargas en la edificación. Con respecto al uso de la edificación, se incluyó los planos de diseño arquitectónico para evaluar la sobrecarga en la estructura.

3.4. Instrumentos

3.4.1. Instrumentos Metodológicos o Instrumentos de Recolección de Datos

Se realizó la recolección de datos de las medidas y verificación de los elementos estructurales, así como del uso de los ambientes dentro de la edificación los cuales son:

a) Columnas y muros estructurales

Se muestran los resultados en los planos ES-01, ES-02, ES-03, ES-04, ES-05 y Es-06 en el anexo 1, las medidas son constantes en todos los niveles excepto en el último nivel de la edificación.

b) Losas

Las losas tienen un espesor constante en todos los niveles de la edificación, además, la ubicación de las distintas losas de entre piso son los mismos. De manera similar a las medidas de columnas y muros estructurales los resultados se encuentran ubicados en el anexo 1 de la presente investigación en los planos de ES-01 hasta ES-07.

c) Vigas

Las vigas tienen que ser reconocidas por nivel, aunque las medidas son casi similares en todos los niveles se tuvo especial consideración con cada uno debido a que la

distribución de acero de refuerzo varia es por esta razón que se tiene una nomenclatura diferente en cada nivel para cada viga, de igual manera los resultados se encuentran ubicados en el anexo 1 de la presente investigación en los planos de ES-01 hasta ES-07.

Tabla 14

Medidas Estructurales de Columnas de la Edificación

COLUMNAS				
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Correspondencia
		Plano (Diámetro)	Campo (Diámetro)	
		cm	cm	
C - 1	A - 1	80	80	Ok
	A - 2	80	80	Ok
	A - 4	80	80	Ok
	A - 6	80	80	Ok
	A - 8	80	80	Ok
	A - 10	80	80	Ok
	A - 11	80	80	Ok
	B - 1	80	80	Ok
	B - 6	80	80	Ok
	B - 11	80	80	Ok
	C - 1	80	80	Ok
	C - 2	80	80	Ok
	C - 10	80	80	Ok
	C - 11	80	80	Ok
	E - 1	80	80	Ok
	E - 11	80	80	Ok
	G - 1	80	80	Ok
	G - 2	80	80	Ok
	G - 10	80	80	Ok
	G - 11	80	80	Ok
	H - 1	80	80	Ok
	H - 11	80	80	Ok
I - 1	80	80	Ok	
I - 2	80	80	Ok	
I - 10	80	80	Ok	
I - 11	80	80	Ok	

Tabla 15

Medidas de Espesor de Losas de Entrepiso

LOSAS			
ELEMENTO	Altura de piso terminado a piso (cm)	Altura de piso terminado a Fondo de losa (cm)	Espesor (cm)
Nervada	350	325	25
Aligerada	350	325	25

Tabla 16

Medidas de Muros Estructurales de la Edificación

MUROS ESTRUCTURALES						
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS				Correspondencia
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Largo	Ancho	Largo	Ancho	
P - 1	2 - B	150	30	150	30	Ok
	2 - E	150	30	150	30	Ok
	2 - H	150	30	150	30	Ok
	B - 4	150	30	150	30	Ok
	B - 8	150	30	150	30	Ok
	10 - B	150	30	150	30	Ok
	10 - E	150	30	150	30	Ok
	10 - H	150	30	150	30	Ok
P - 2	C - Entre 3 y 4	255	30	255	30	Ok
	C - Entre 8 y 9	255	30	255	30	Ok
P - 3	C - Entre 3 y 4	108	30	108	30	Ok
	C - Entre 8 y 9	108	30	108	30	Ok
P - 4	C - Entre 3 y 4	60	30	60	30	Ok
	C - Entre 8 y 9	60	30	60	30	Ok
P - 5	3 - Entre C y D	331	30	331	30	Ok
	9 - Entre C y D	331	30	331	30	Ok
P - 6	D - Entre 3 y 4	255	30	255	30	Ok
	D - Entre 8 y 9	255	30	255	30	Ok
P - 7	D - Entre 3 y 4	125	30	125	30	Ok
	D - Entre 8 y 9	125	30	125	30	Ok
P - 8	D - Entre 3 y 4	200	30	200	30	Ok
	D - Entre 8 y 9	200	30	200	30	Ok
P - 9	E - Entre 3 y 4	255	69	255	69	Ok
	E - Entre 8 y 9	255	69	255	69	Ok
P - 10	E - Entre 3 y 4	170	30	170	30	Ok
	E - Entre 8 y 9	170	30	170	30	Ok
P - 11	3 - Entre C y D	639	30	639	30	Ok
	9 - Entre C y D	639	30	639	30	Ok
P - 12	F - Entre 3 y 4	255	30	255	30	Ok
	F - Entre 8 y 9	255	30	255	30	Ok
P - 13	F - Entre 3 y 4	125	30	125	30	Ok
	F - Entre 8 y 9	125	30	125	30	Ok
P - 14	G - Entre 3 y 4	255	30	255	30	Ok
	G - Entre 8 y 9	255	30	255	30	Ok
P - 15	G - Entre 3 y 4	108	30	108	30	Ok
	G - Entre 8 y 9	108	30	108	30	Ok
P - 16	G - Entre 3 y 4	60	30	60	30	Ok
	G - Entre 8 y 9	60	30	60	30	Ok
P - 17	H - Entre 4 y 5	320	30	320	30	Ok
	H - Entre 7 y 8	320	30	320	30	Ok
P - 18	4 - Entre H y I	685	30	685	30	Ok
	8 - Entre H y I	685	30	685	30	Ok
P - 19	I - Entre 4 y 5	480	30	480	30	Ok
	I - Entre 7 y 8	480	30	480	30	Ok
P - 20	5 - Entre H y I	685	30	685	30	Ok
	7 - Entre H y I	685	30	685	30	Ok

Tabla 17

Medidas Estructurales De Vigas

VIGAS						
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS				Correspondencia
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Base	Peralte	Base	Peralte	
Vs1 - B	B	30	70	30	70	Ok
Vs1 - C	C	30	70	30	70	Ok
Vs1 - D	D	30	70	30	70	Ok
Vs1 - E	E	30	70	30	70	Ok
Vs1 - F	D	30	70	30	70	Ok
Vs1 - G	G	30	70	30	70	Ok
Vs1 - H	H	30	70	30	70	Ok
Vs1 - H'	H'	30	70	30	70	Ok
Vs1 - I	I	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 1	1	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 2	2	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 3	3	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 3'	3'	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 3'	3'	30	120	30	120	Ok
Vs1 - 4'	4'	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 6	6	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 7'	7'	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 8'	8'	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 8'	8'	30	120	30	120	Ok
Vs1 - 9	9	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 10	10	30	70	30	70	Ok
Vs1 - 11	11	30	70	30	70	Ok

Tabla 18

Medidas Estructurales De Vigas

VIGAS						
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS				Correspondencia
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Base	Peralte	Base	Peralte	
V1 - A	A	30	70	30	70	Ok
V1 - B	B	30	70	30	70	Ok
V1 - C	C	30	70	30	70	Ok
V1 - D	D	30	70	30	70	Ok
V1 - E	E	30	70	30	70	Ok
V1 - F	D	30	70	30	70	Ok
V1 - G	G	30	70	30	70	Ok
V1 - H	H	30	70	30	70	Ok
V1 - H'	H'	30	70	30	70	Ok
V1 - I	I	30	70	30	70	Ok
V1 - 1	1	30	70	30	70	Ok
V1 - 2	2	30	70	30	70	Ok
V1 - 3	3	30	70	30	70	Ok
V1 - 3'	3'	30	70	30	70	Ok
V1 - 3'	3'	30	120	30	120	Ok
V1 - 4'	4'	30	70	30	70	Ok
V1 - 6	6	30	70	30	70	Ok
V1 - 7'	7'	30	70	30	70	Ok
V1 - 8'	8'	30	70	30	70	Ok
V1 - 8'	8'	30	120	30	120	Ok
V1 - 9	9	30	70	30	70	Ok
V1 - 10	10	30	70	30	70	Ok
V1 - 11	11	30	70	30	70	Ok

3.4.2. Instrumentos de Ingeniería

Para el presente trabajo de investigación se tomó como instrumentos para la recolección de datos necesarios dos cintas métricas, distanciómetros, una wincha metálica, equipos de protección personal EPP's y una cámara fotográfica.

3.5. Procedimientos de Recolección de Datos

3.5.1. Verificación de elementos estructurales y distribución de la edificación.

a) Equipos utilizados

Para realizar el proceso de verificación y medición de los elementos estructurales se utilizaron las fichas de recolección de datos por distribución en planta, cinta métrica, wincha metálica, cámara fotográfica, lapiceros y los equipos de protección personal.

b) Procedimiento

La verificación y medición de los elementos estructurales de la edificación se realizó el día 25 de febrero del año 2020 en horas donde el alumnado y personal docente se encontraba realizando sus actividades normales. El procedimiento a seguir es conforme a la siguiente manera:

1. Ubicar la edificación dentro del campus universitario y dar una vista por exteriores para comprobar las disposiciones arquitectónicas diseñados en los planos del expediente técnico y verificar la presencia de elementos estructurales en los primeros niveles.

Figura 30

Pabellón de Aulas Generales de la UAC



2. Realizar las mediciones de las distancias entre los ejes estructurales y anotar las dimensiones correlacionando con las medidas en plano, se recuerda que algunos ejes están al centro de gravedad de los elementos por lo que se procedió a medir las luces libres entre ellos.

Figura 31

Medición de Distancia Entre los Ejes de los Planos



3. Realizar las mediciones de los elementos estructurales verticales tales como muros de corte y columnas, anotar las dimensiones de largo, ancho, diámetro y altura, al mismo tiempo identificar en la ficha de recolección de datos el elemento estructural presentado en el anexo 1 de la investigación.

Figura 32

Medición de Placas o Muros de Corte



Figura 33

Medición de Diámetro y Espesor de Elementos Verticales



4. Verificar el aislamiento de la estructura principal con los muros pantalla de los sótanos.

Figura 34

Aislamiento de la Estructura Principal de los Muros de Contención del Sótano



5. El procedimiento, observaciones complementarias y resultados de medición de campo se encuentra en el anexo 1 de la investigación.

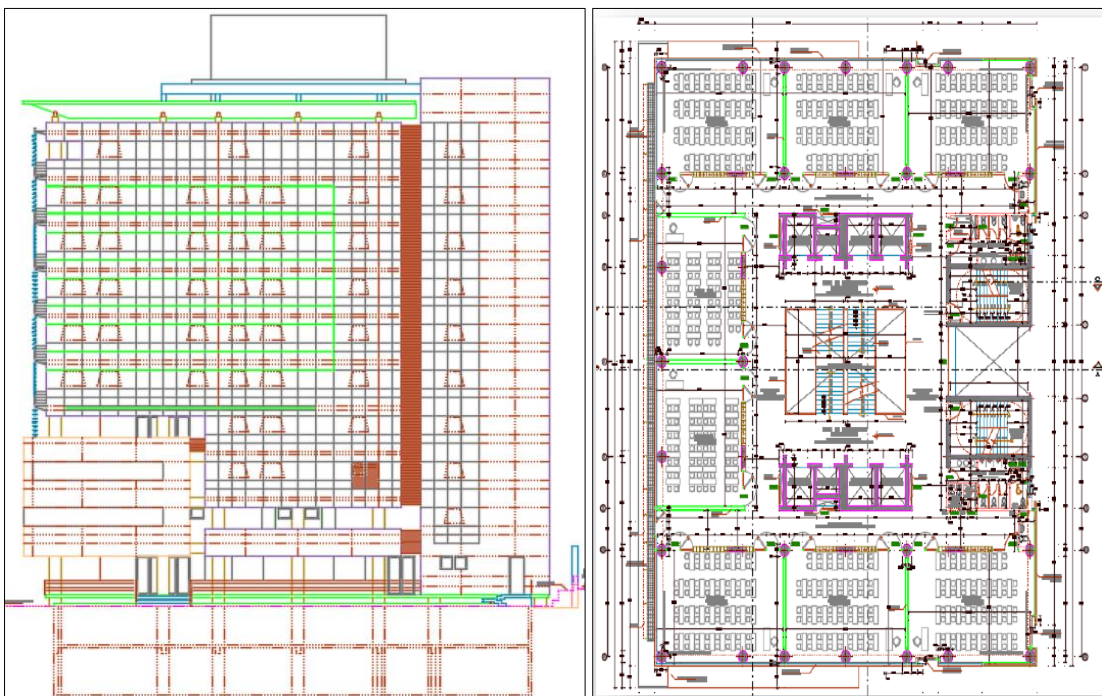
3.6. Procedimiento de Análisis de Datos

3.6.1. Planteamiento de evaluación

Dada la siguiente planta, deberá realizar un análisis estático no lineal de empuje incremental o PUSHOVER, utilizando el software Etabs 2016 (versión Educativa), para determinar la curva de capacidad (desplazamiento máximo vs cortante basal) y los mecanismos de fallas a producirse en el Sistema Estructural del pabellón de Aulas Generales de la Universidad Andina del Cusco.

Figura 35

Distribución en Planta y Elevación



Fuente: Planos del Expediente Técnico Aulas Generales - UAC

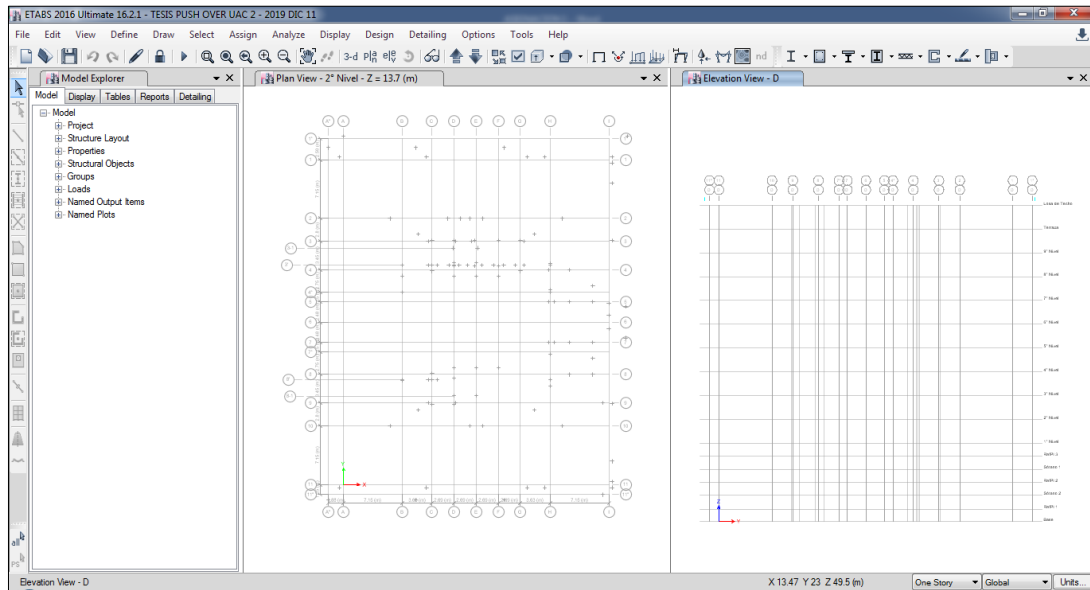
3.6.1.1. Modelado de la estructura

3.6.1.1.1. Creación de grillas

De acuerdo al Plano Estructural del Expediente Técnico se tomaron las dimensiones de la Estructura, para luego ser ingresadas y modeladas en la estructura de Aulas Generales – UAC en el software Etabs 2016 (Versión Estudiantil) el cual mostrara los resultados para el análisis estático lineal.

Figura 36

Grilla Planta y Elevación



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 37

Alturas de Entrepiso Aulas Generales-UAC

The image shows the 'Story Data' dialog box in ETABS 2016. It contains a table with the following data:

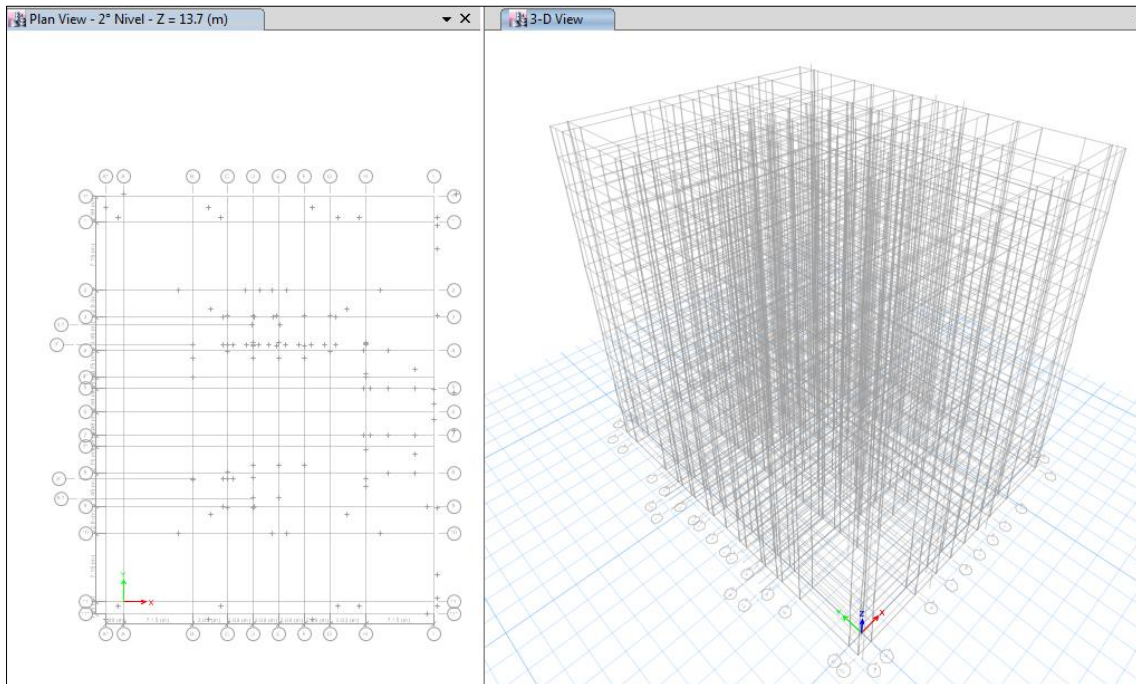
Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Losa de Techo	3.2	42.5	No	None	No	0	Blue
Terraza	3.2	39.3	No	4º Nivel	No	0	Green
9º Nivel	3.2	36.1	No	4º Nivel	No	0	Cyan
8º Nivel	3.2	32.9	No	4º Nivel	No	0	Red
7º Nivel	3.2	29.7	No	4º Nivel	No	0	Magenta
6º Nivel	3.2	26.5	No	4º Nivel	No	0	Yellow
5º Nivel	3.2	23.3	No	4º Nivel	No	0	Grey
4º Nivel	3.2	20.1	Yes	None	No	0	Blue
3º Nivel	3.2	16.9	No	1º Nivel	No	0	Green
2º Nivel	3.2	13.7	No	1º Nivel	No	0	Cyan
1º Nivel	3.5	10.5	Yes	None	No	0	Red
Sótano 1	3.5	7	No	None	No	0	Magenta
Sótano 2	3.5	3.5	No	None	No	0	Yellow

Below the table, there is a 'Note: Right Click on Grid for Options' and buttons for 'Refresh View', 'OK', and 'Cancel'.

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 38

Creación del Modelo Estructural en Planta y Elevación



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

3.6.1.1.2. Definición de materiales de concreto y acero

Se procede a definir los materiales que son el Concreto 210 Kg/cm², 240 Kg/cm², 280 Kg/cm² y el acero corrugado grado 60. Donde se tomaron los siguientes valores de las propiedades de los materiales:

Tabla 19

Propiedades del Concreto y Acero de Refuerzo para Evaluación

CONCRETO				ACERO grado 60
$f'c \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	Modulo de elasticidad $E = 15000 \sqrt{f'c}$	Modulo de poisson $v = 0.2$	Modulo de corte $G = \frac{E}{2(1+v)}$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
210	217370.6512	0.2	90571.10466	$f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$
240	232379.0008	0.2	96824.58366	
280	250998.008	0.2	104582.5033	$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Figura 39*Definición del Material Concreto 210 kg/cm² y 240 kg/cm²*

Property	Conc210	Conc240
Material Name	Conc210	Conc240
Material Type	Concrete	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic	Isotropic
Material Display Color	Change...	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Weight per Unit Volume	2400 kgf/m ³	2400 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	244.732 kgf-s ³ /m ⁴	244.732 kgf-s ³ /m ⁴
Modulus of Elasticity, E	2173706512 kgf/m ²	2323790008 kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711046.64 kgf/m ²	968245836.55 kgf/m ²

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 40*Definición del Material Concreto 280 kg/cm² y Acero de Refuerzo Grado 60*

Property	Conc280	Acero Corrugado
Material Name	Conc280	Acero Corrugado fy=4200kg/cm2
Material Type	Concrete	Rebar
Directional Symmetry Type	Isotropic	Uniaxial
Material Display Color	Change...	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Weight per Unit Volume	2400 kgf/m ³	7850 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	244.732 kgf-s ³ /m ⁴	800.477 kgf-s ³ /m ⁴
Modulus of Elasticity, E	2509980080 kgf/m ²	2000000000 kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	1045825033 kgf/m ²	

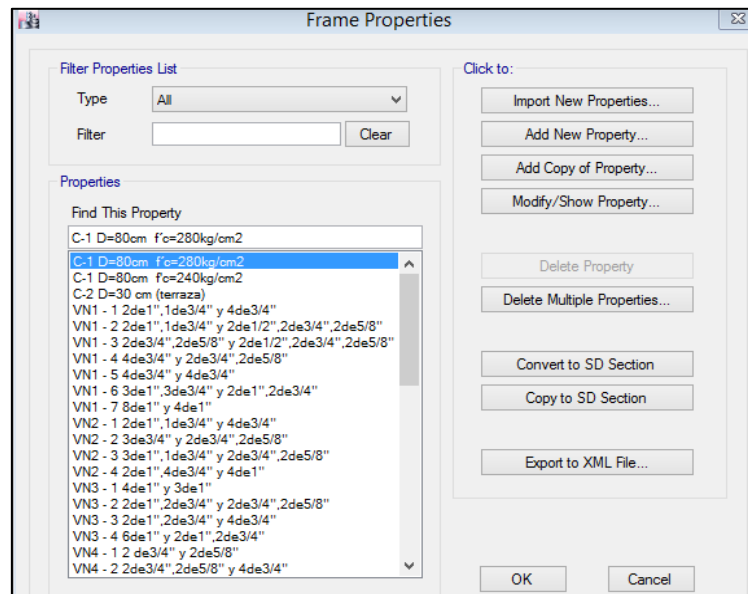
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

3.6.1.1.3. Definición de secciones tipo frame - Vigas y columnas

Se definió las secciones tipo frame correspondiente a vigas y columnas (elementos estructurales), según los planos estructurales del Expediente Técnico de Aulas Generales, indicados en las siguientes figuras:

Figura 41

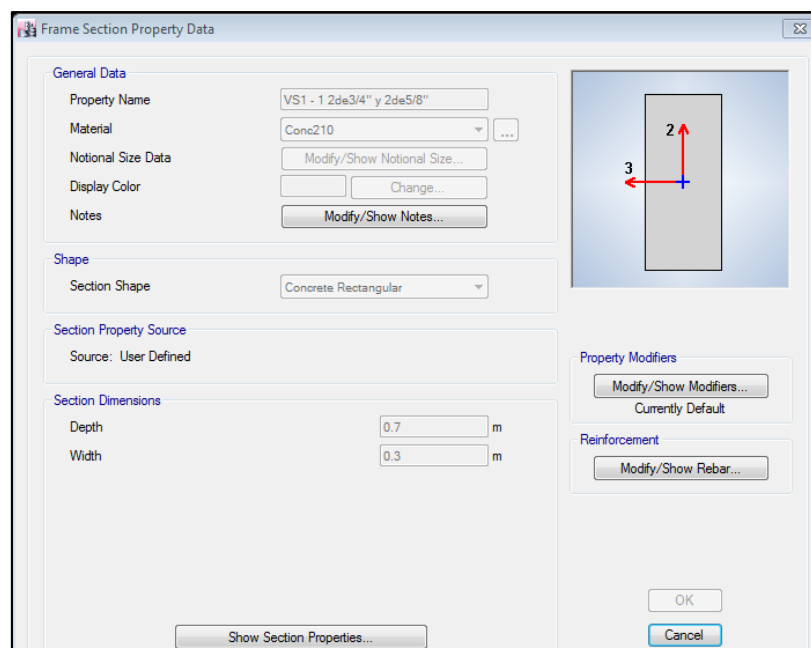
Definición de Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 42

Definición de Viga de 30x70cm con f'c 210kg/cm2



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 43

Definición de Viga de 30x90cm con $f'c$ 210kg/cm²

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VN1 - 1 2de1",1de3/4" y 4de3/4"

Material: Conc210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.9 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 44

Definición de Viga de 30x120cm con $f'c$ 210kg/cm²

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: ",1de3/4" y 2de1/2",2de3/4",2de5/8"

Material: Conc210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 1.2 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

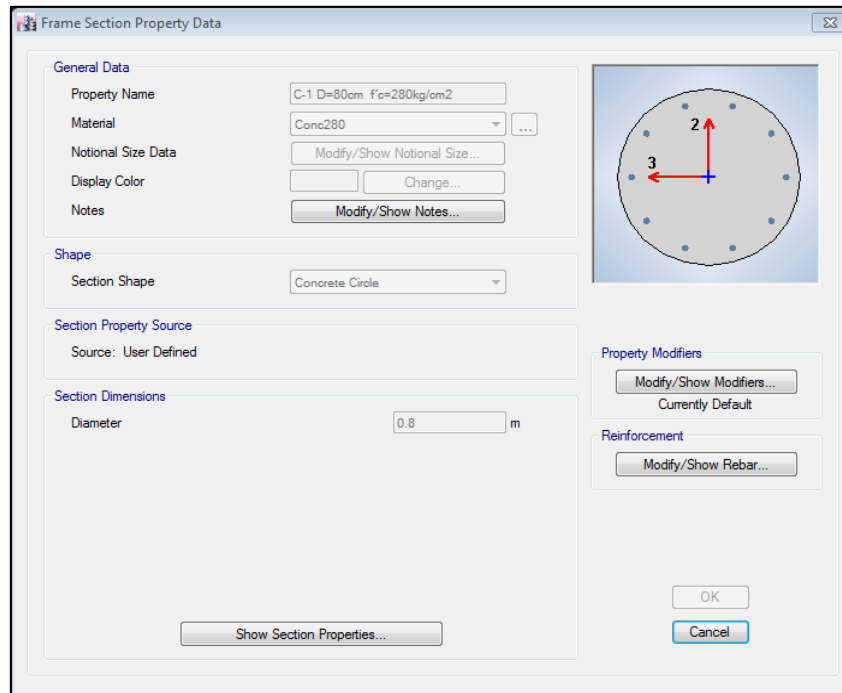
OK
Cancel

Show Section Properties...

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 45

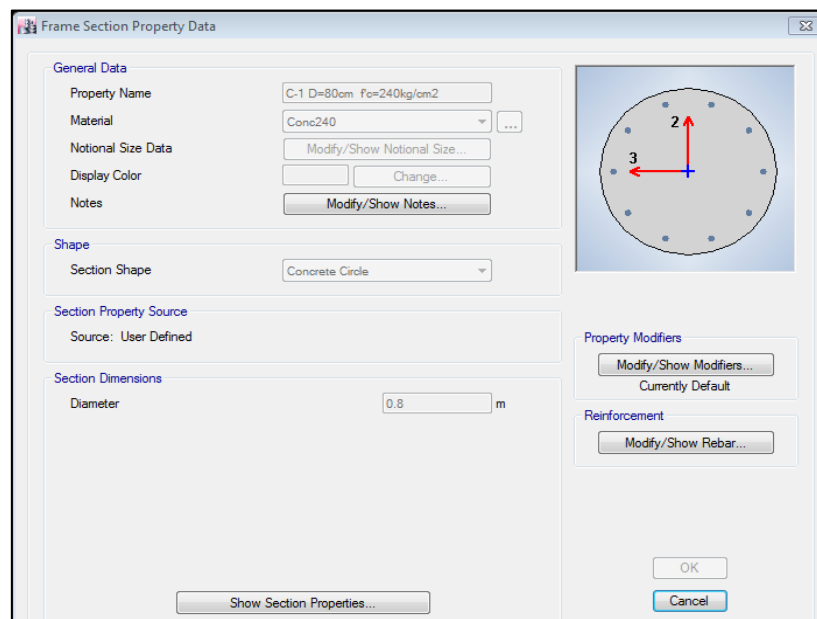
Definición de Columna Circular de 80cm con $f'c$ 280kg/Cm² desde el Sótano 2 al Segundo Piso



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 46

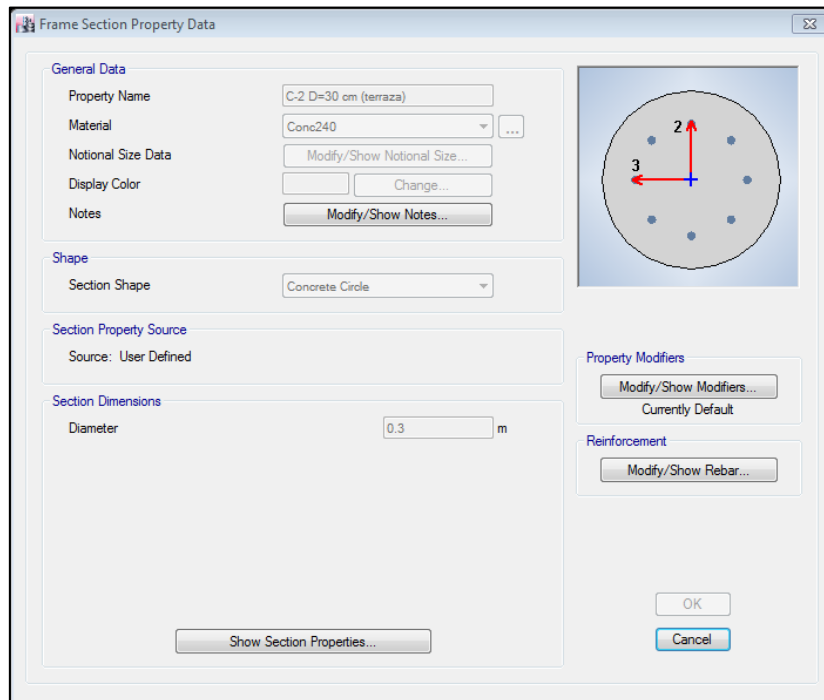
Definición de Columna Circular de 80cm con $f'c$ 240kg/cm² desde el Tercer Piso al 11avo Piso



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Figura 47

Definición de Columna Circular de 30cm con $f'c$ 240kg/cm² en el 12avo Piso



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

Para la obtención del área de acero, se tomó en cuenta los valores proporcionados por la empresa de Aceros Arequipa, que son tomados también en el Expediente Técnico, y mostrados en la tabla 20.

Tabla 20

Área de Varillas de Acero de Refuerzo Comercial

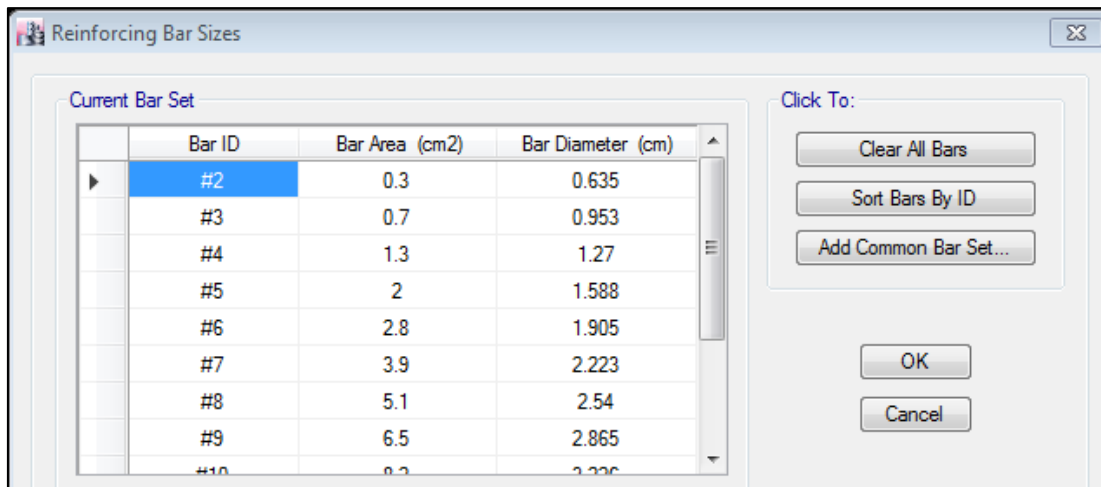
AREA DE ACEROS			
Varilla	Diametro (in)	Radio (cm)	Area (cm ²)
#2	1/4	0.32	0.31
#3	3/8	0.47	0.71
#4	1/2	0.63	1.29
#5	5/8	0.79	1.99
#6	3/4	0.95	2.84
#7	7/8	1.10	3.87
#8	1	1.26	5.10

Fuente: Expediente Técnico– Adaptación propia

Se coloca en el Software de la siguiente manera:

Figura 48

Asignación de Áreas de Acero en Software ETABS



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

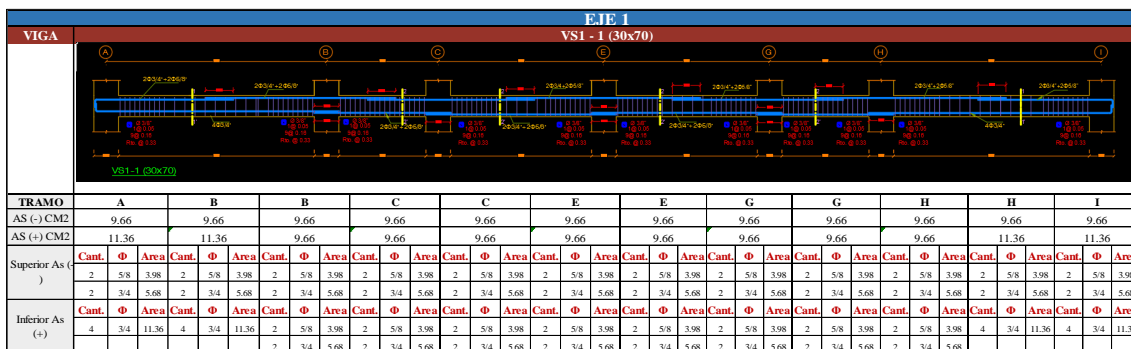
El área de acero de las varillas de refuerzo corresponde a medidas comerciales estipuladas en la ficha técnica de la empresa Aceros Arequipa S.A. los cuales no son valores nominales. Se puede observar que la identificación de las diferentes barras de acero es de nomenclatura americana que corresponde a una equivalencia, por ejemplo, la varilla #3 corresponde a un diámetro de 3/8”, mientras que la varilla #4 corresponde a un diámetro de 4/8” o simplificando de 1/2”, las demás varillas también tienen por correspondencia esa equivalencia teniendo la varilla más grande #8 que corresponde a una varilla de 1”.

Área de acero en Vigas

El área de acero que se calculó para las vigas se realizó de la siguiente manera:

Figura 49

Distribución de Acero de Refuerzo en Viga



Fuente: Expediente Técnico– Adaptación propia

Tomando en cuenta la distribución de acero en los planos estructurales se procedió a tomar cada viga y analizarla por tramos, una muestra es la distribución de acero de la viga Vs1 – 1 con medidas de 30x70 cm ubicada en el sótano 2, tomaremos como ejemplo el tramo inicial entre los ejes A-B y un tramo intermedio comprendido entre los ejes B-C.

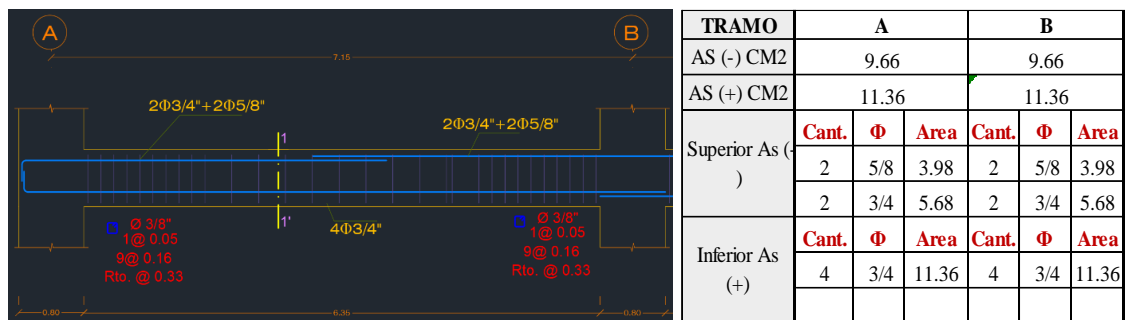
El cálculo del acero de las demás vigas se muestra en el anexo 2, de la presente investigación

a) TRAMO A-B

Se observa la siguiente distribución en las varillas de acero.

Figura 50

Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo A-B

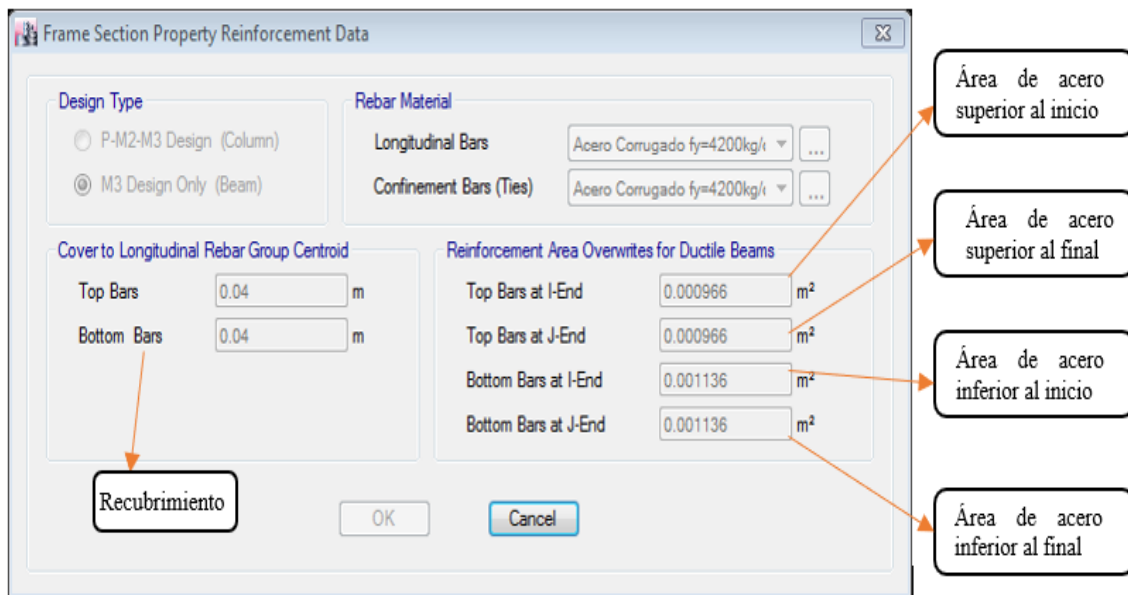


Fuente: Expediente Técnico– Adaptación propia

En el Programa ETABS v. 2016, para realizar el cálculo del momento curvatura de las secciones fue necesario tener el área de acero superior e inferior en cada extremo de la viga, es decir, que se tuvo que calcular las áreas de acero al inicio y al final de luz de la viga, en caso se tenga una combinación de diferentes diámetros de las varillas se procedió a colocar la suma de los aceros calculados de la siguiente manera:

Figura 51

Asignación de Área de Acero en Vigas Tramo A-B



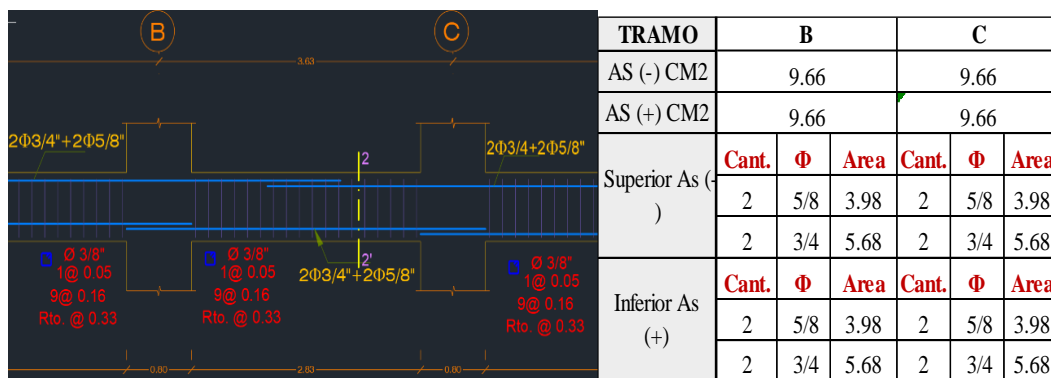
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación propia

b) TRAMO B - C

De igual manera se procedió a la asignación del área de acero de la sección, la diferencia que en este tramo, la distribución de varillas cambia en la parte inferior, en el tramo A-B se tiene en la parte inferior la distribución de 4 ϕ 3/4", mientras que en este tramo se tiene 2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8" tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 52

Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo B-C



Fuente: Expediente Técnico– Adaptación propia

Figura 53*Asignación de Área de Acero en Vigas Tramo B-C*

Section	Parameter	Value	Unit
Design Type	P-M2-M3 Design (Column)	<input type="radio"/>	
	M3 Design Only (Beam)	<input checked="" type="radio"/>	
Rebar Material	Longitudinal Bars	Acero Corrugado fy=4200kg/t	
	Confinement Bars (Ties)	Acero Corrugado fy=4200kg/t	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid	Top Bars	0.04	m
	Bottom Bars	0.04	m
Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams	Top Bars at I-End	0.000966	m ²
	Top Bars at J-End	0.000966	m ²
	Bottom Bars at I-End	0.000966	m ²
	Bottom Bars at J-End	0.000966	m ²

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se tuvo que realizar este cálculo para cada tramo de cada viga de entrepiso, obteniendo así las distribuciones de acero en cada extremo de todos los pisos y todas las vigas en cada dirección. El cálculo de vigas de la edificación se muestra en el anexo 2 de la presente investigación.

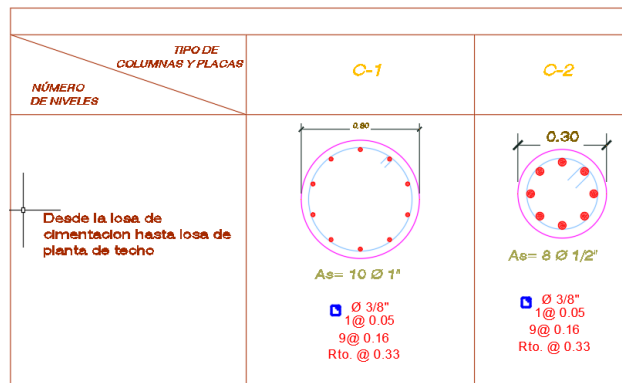
Área de acero en columnas

Para el cálculo de acero en columnas se tiene una distribución de varillas uniformes en toda la longitud del elemento, pero en este tipo de elemento si se toma en cuenta la distribución de refuerzo, se tomó como una separación de estribos un promedio de separación de 15 cm.

Se colocaron 10 ϕ 1" en las columnas C – 1 de 80 cm de diámetro mientras que en las columnas C- 2 de 30 cm de diámetro se colocaron 8 ϕ 1/2", tal como se indica en el diseño.

Figura 54

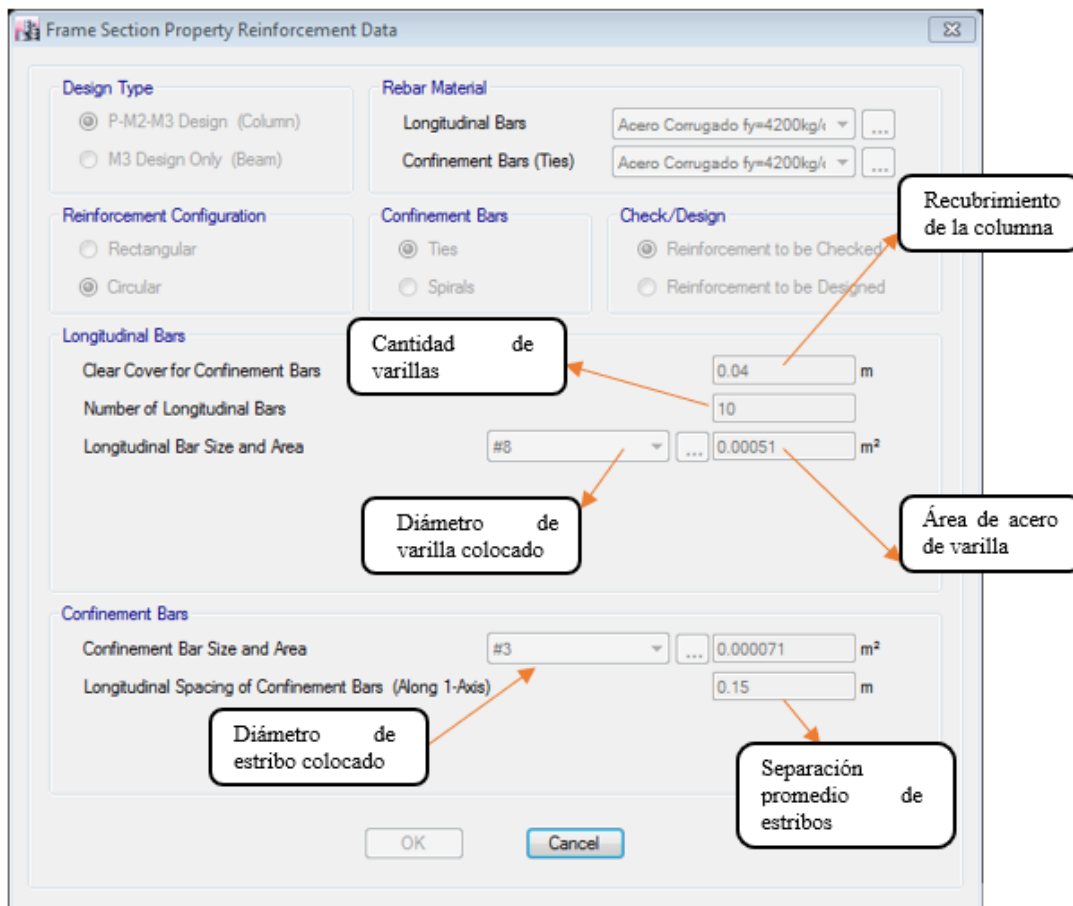
Distribución de Acero en Columnas Circulares



Fuente: Expediente Técnico

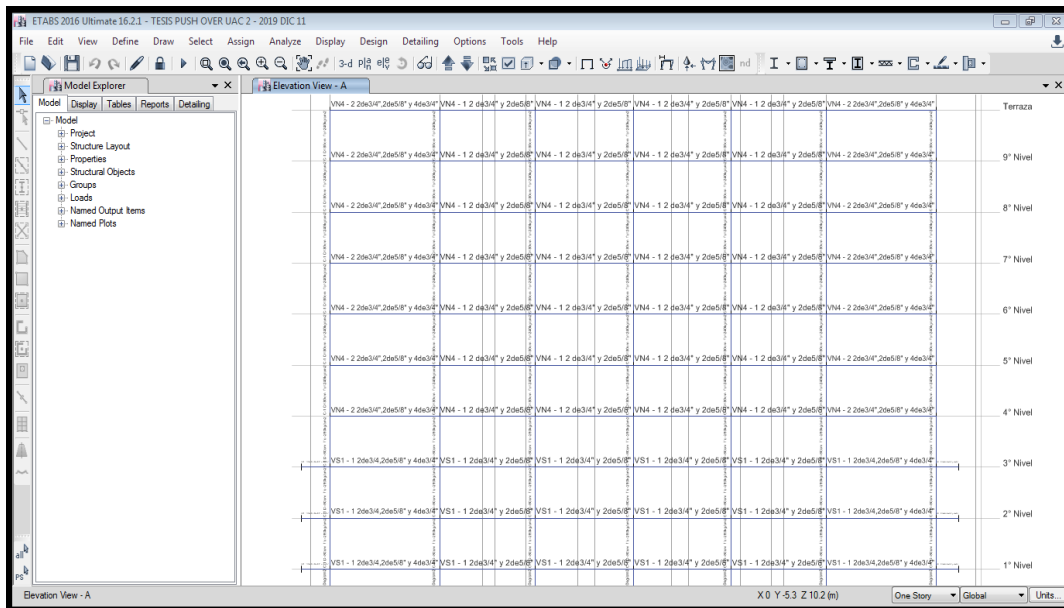
Figura 55

Asignación de Área de Acero en Columnas Circulares



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

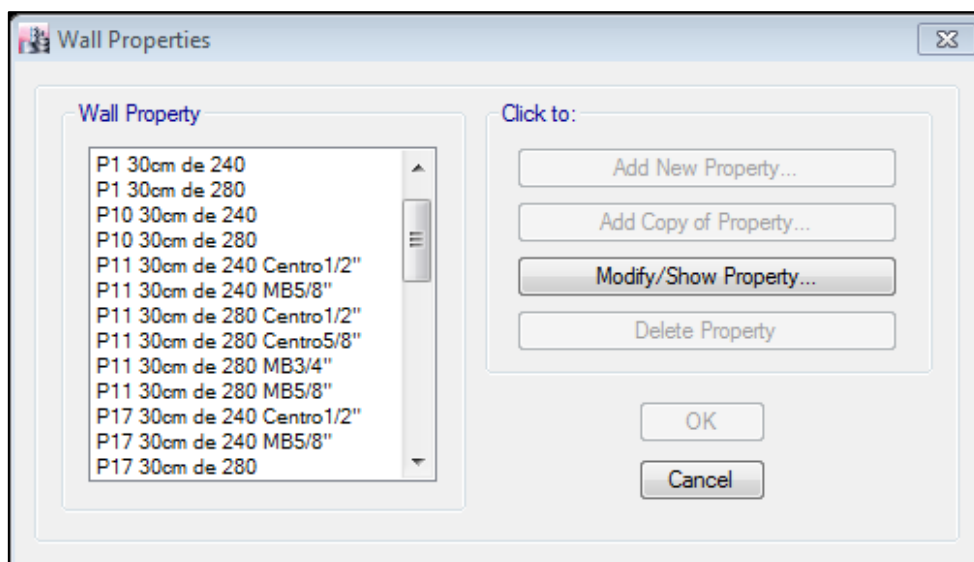
Después de crear cada sección con su respectiva distribución de acero se asignan a los elementos con las características que le corresponden, y la asignación queda de la siguiente manera:

Figura 56*Áreas de Acero en Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.4. Definición de secciones tipo Wall - Muros de Corte

Para el análisis lineal se colocaron la distribución de acero según los planos en los muros de corte, modelando los miembros de borde divididos en el muro de la siguiente manera:

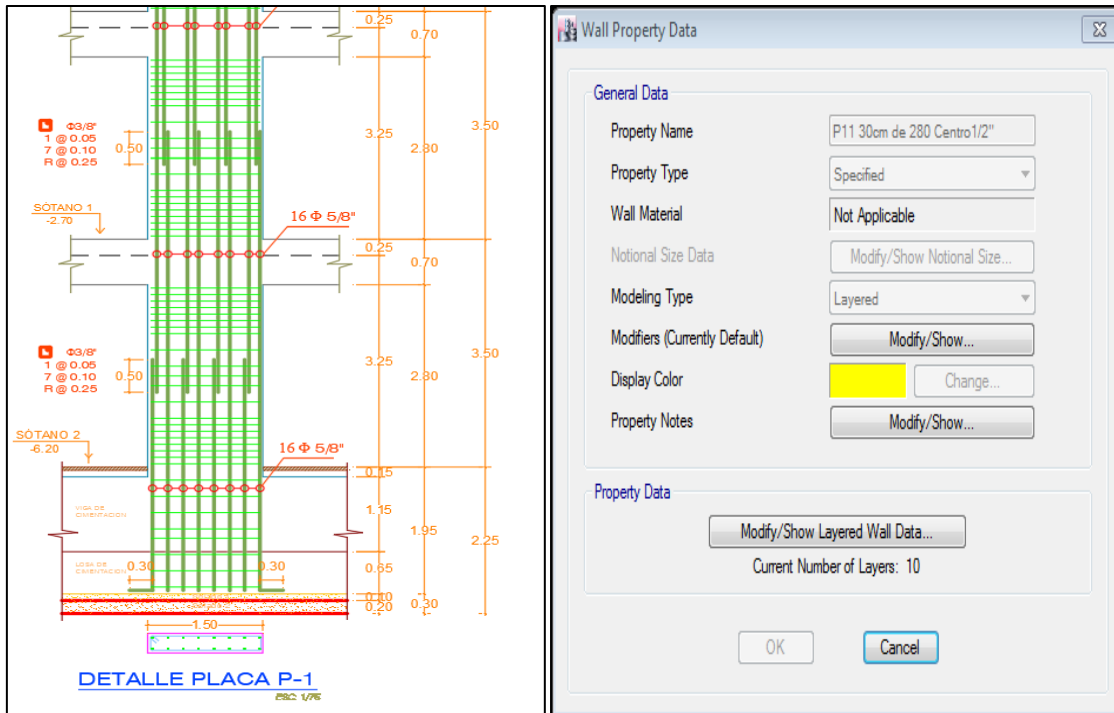
Figura 57*Definición de Secciones Tipo Wall - Muros de Corte*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Cuando se tiene una distribución uniforme en el muro se asume como una única placa, mientras que cuando posee una distribución diferente en el alma que en la distribución interior se crean secciones, una que represente el miembro de borde y otro que representa la distribución dentro del muro. Como ejemplo se tendrá la asignación de la placa P1 de los planos estructurales:

Figura 58

Área de Acero en Muros de Corte

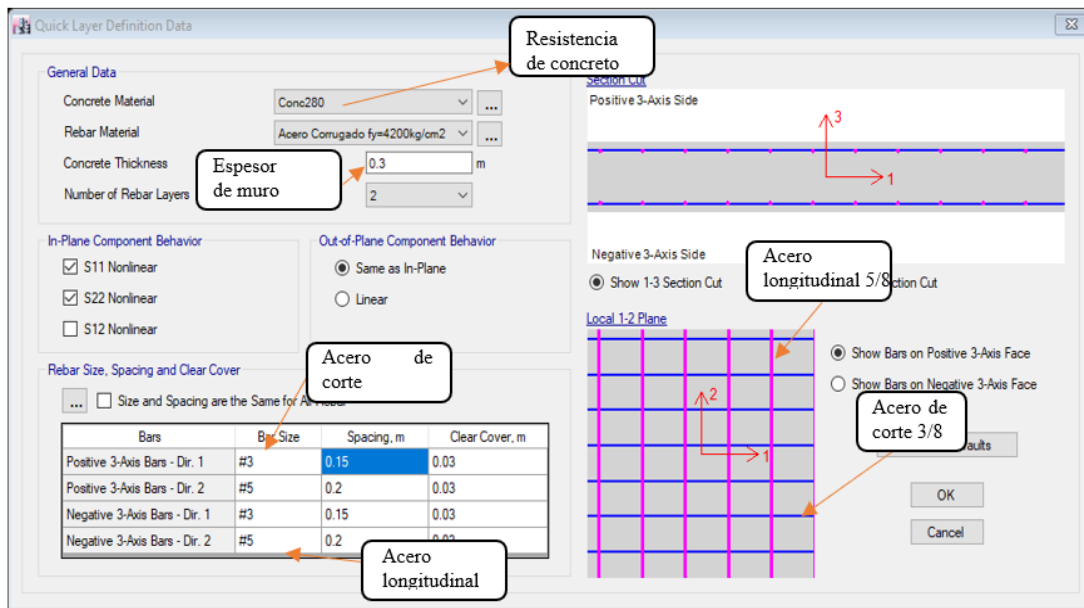


Fuente: Expediente Técnico y Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se modelo los muros de una manera layer para asignar los diámetros de acero longitudinales distribuidos en toda la placa tiene Φ 5/8", separados a cada 20 cm y los aceros transversales tienen un diámetro de Φ 3/8", separados en promedio también cada 15 cm, esos datos se colocan en la el programa:

Figura 59

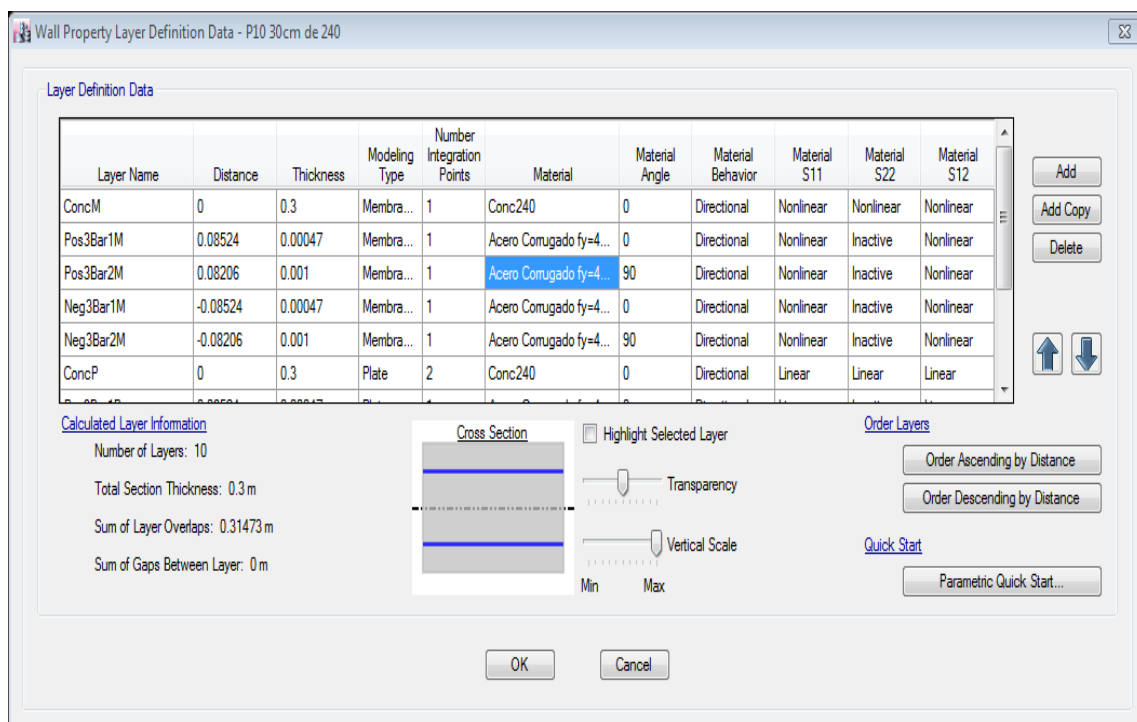
Modelado de Muro de Corte en Layered



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 60

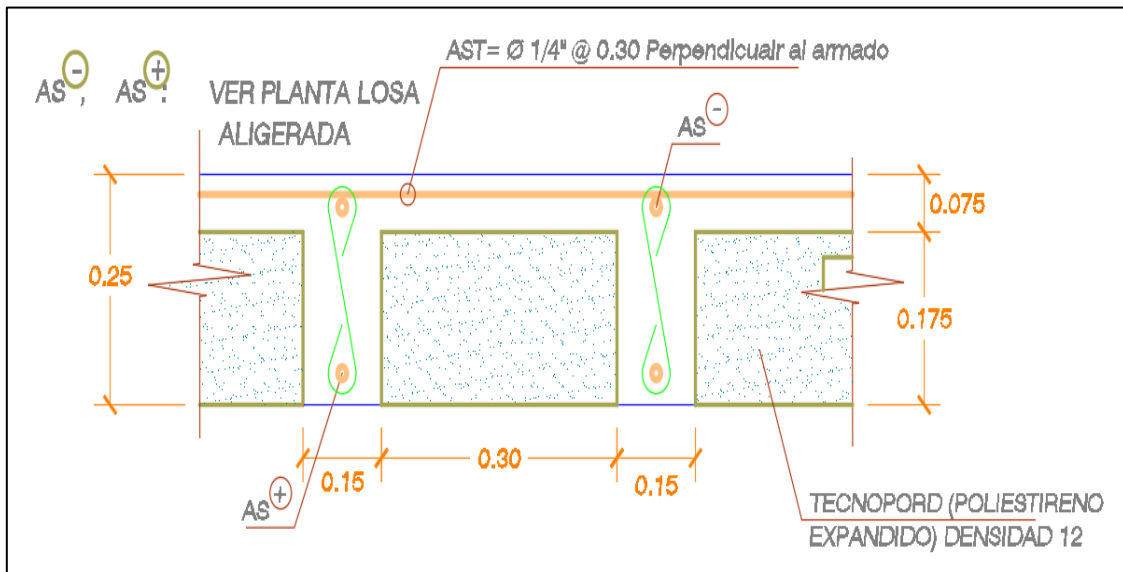
Definición de Muro de Corte



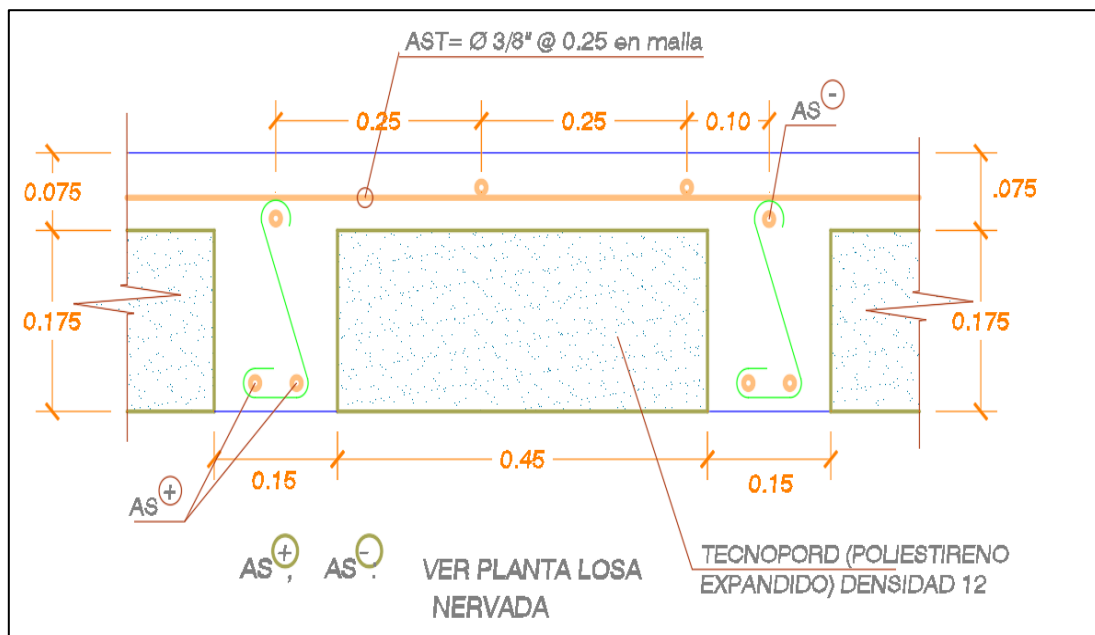
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.5. Definición de secciones de losas Aligeradas, Macizas y Nervadas

Para el análisis lineal se definieron las losas aligeradas, macizas y nervadas de acuerdo con los planos del Expediente Técnico.

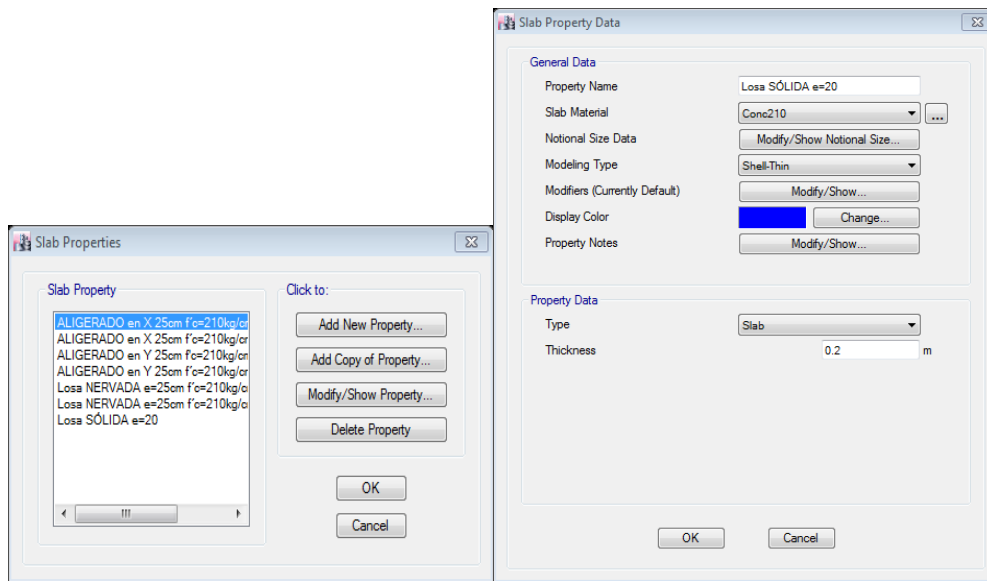
Figura 61*Detalle de Losa Aligerada en una Dirección*

Fuente: Expediente Técnico

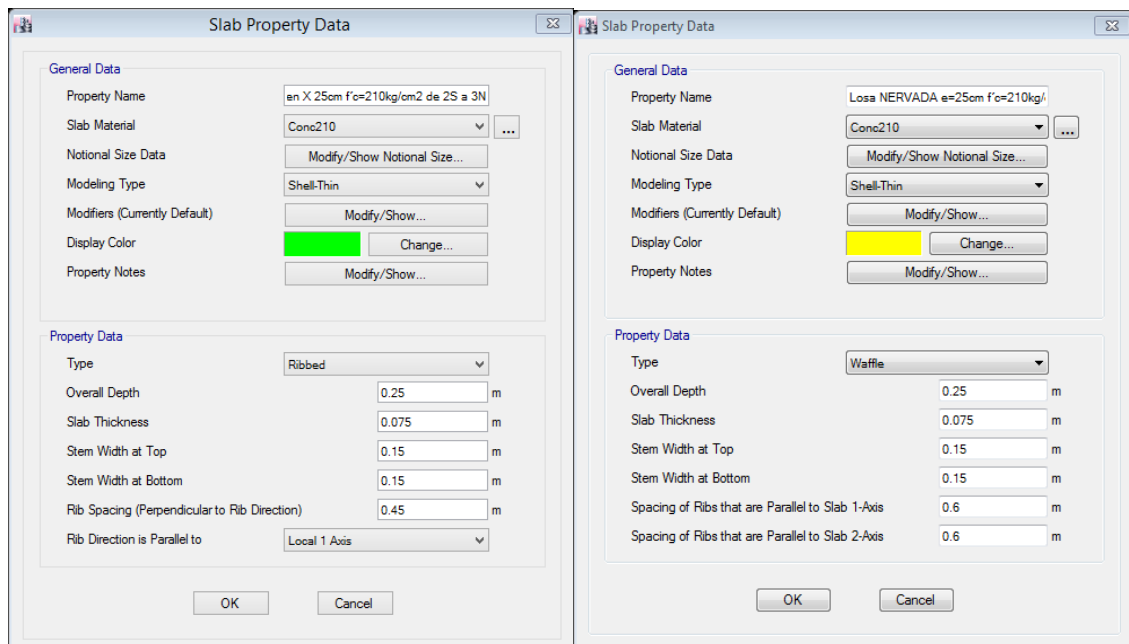
Figura 62*Detalle de Losa Nervada en dos Direcciones*

Fuente: Expediente Técnico

De estos detalles se obtuvo las dimensiones del peralte de la losa, el espesor de la losa superior además de un ancho de viguetas y nervaduras, el espesor de la losa maciza se obtuvo de los planos en planta, teniendo un espesor de 20cm.

Figura 63*Definición de Losa Maciza*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 64*Definición de Losas Aligeradas y Nervadas*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

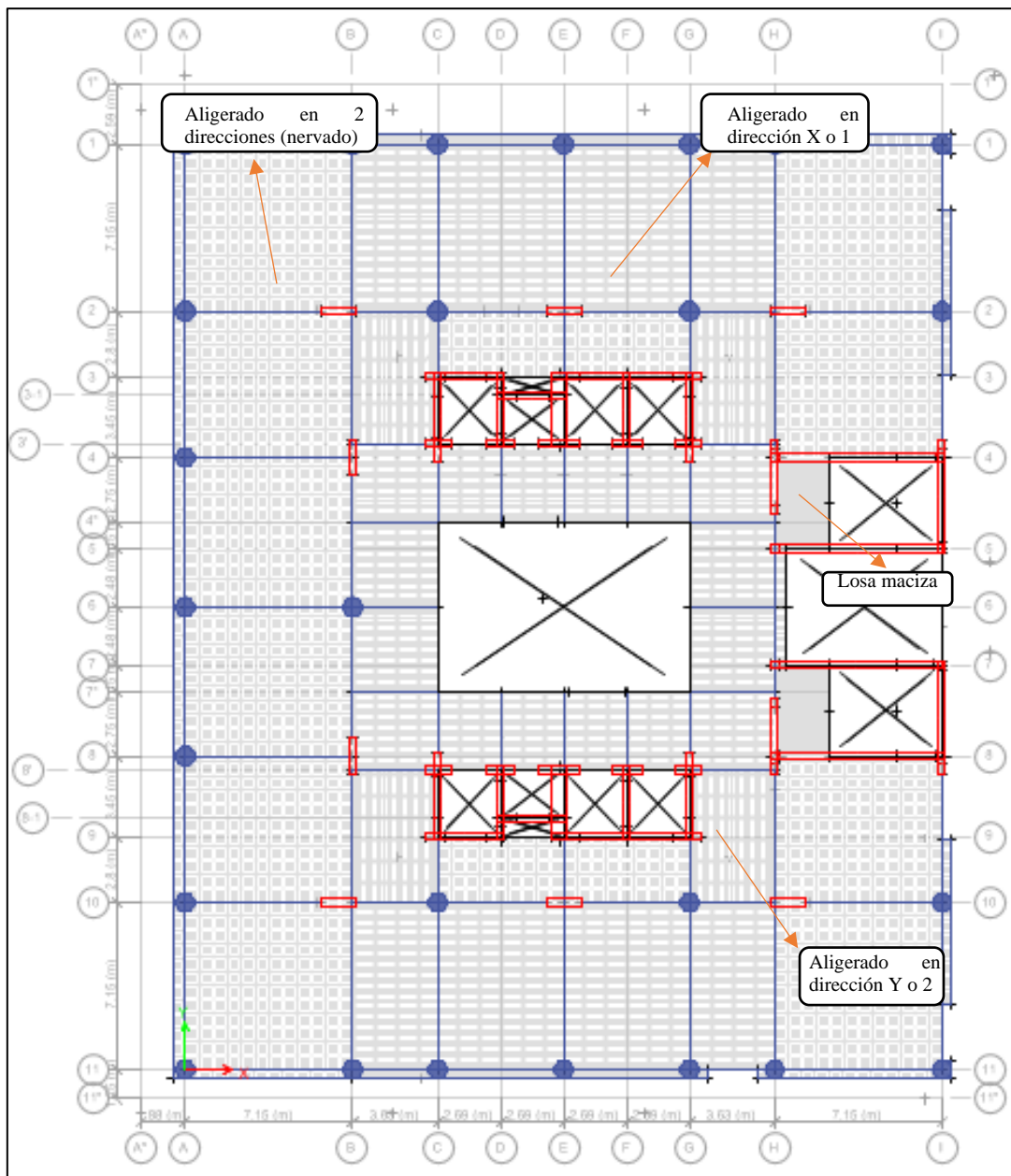
Se debe de recordar que en la definición de losas aligeradas en 1 dirección se tiene que colocar la dirección en la cual se tienen las viguetas, para el software ETABS, la dirección X está representado como el eje local 1 y para la dirección Y está representado como el

eje local 2. En el caso de las losas aligeradas en 2 direcciones se pide la separación de cada eje de vigueta en ambas direcciones.

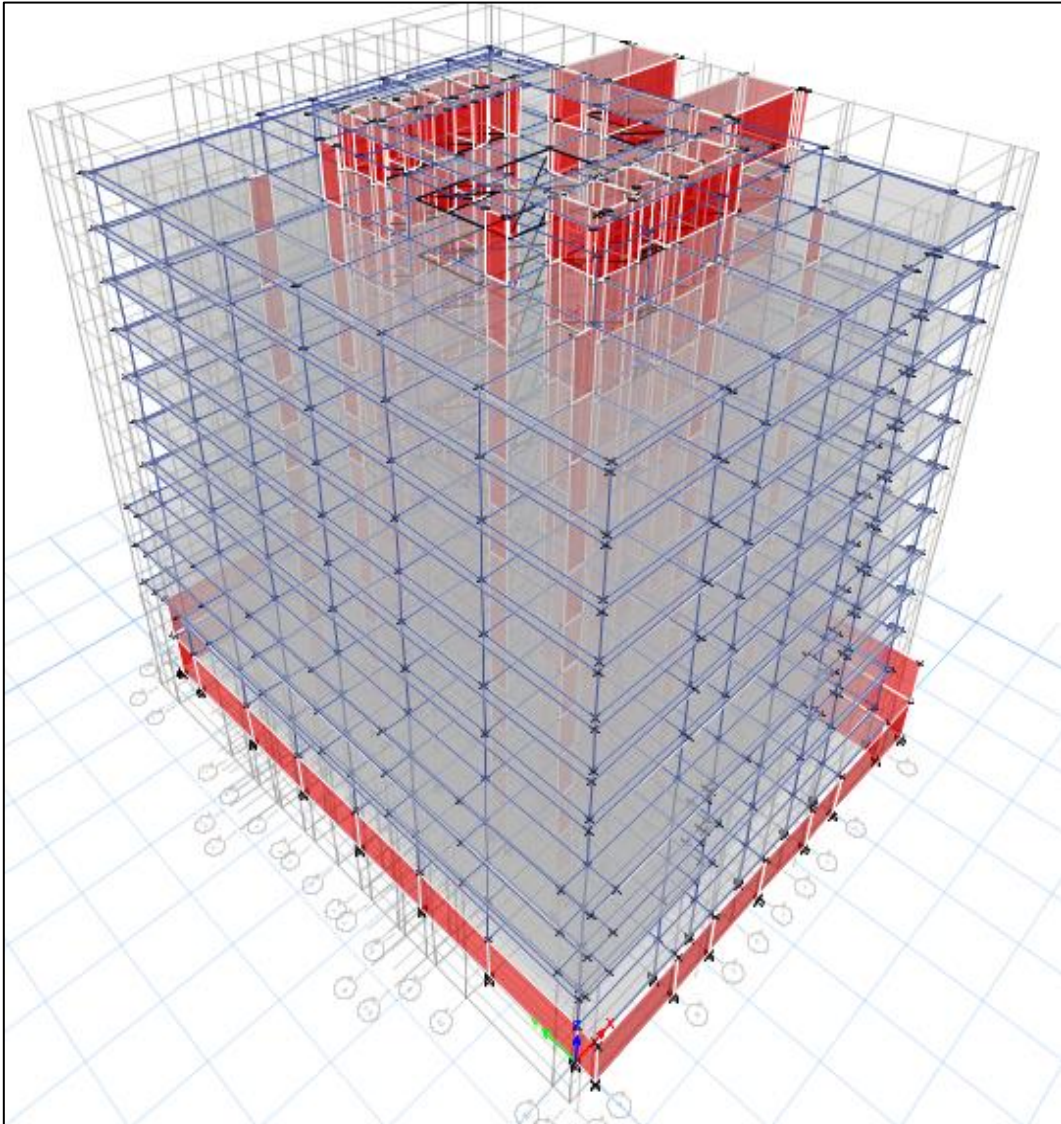
Al definir y asignar todas las losas de entrepiso se tendrá el siguiente modelado, las viguetas son representadas con las pequeñas líneas en blanco, mientras que las losas llenas o macizas no cuentan con esta distribución.

Figura 65

Modelado en Planta de las Losas de Entrepiso



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 66*Modelo de Edificación en 3D*

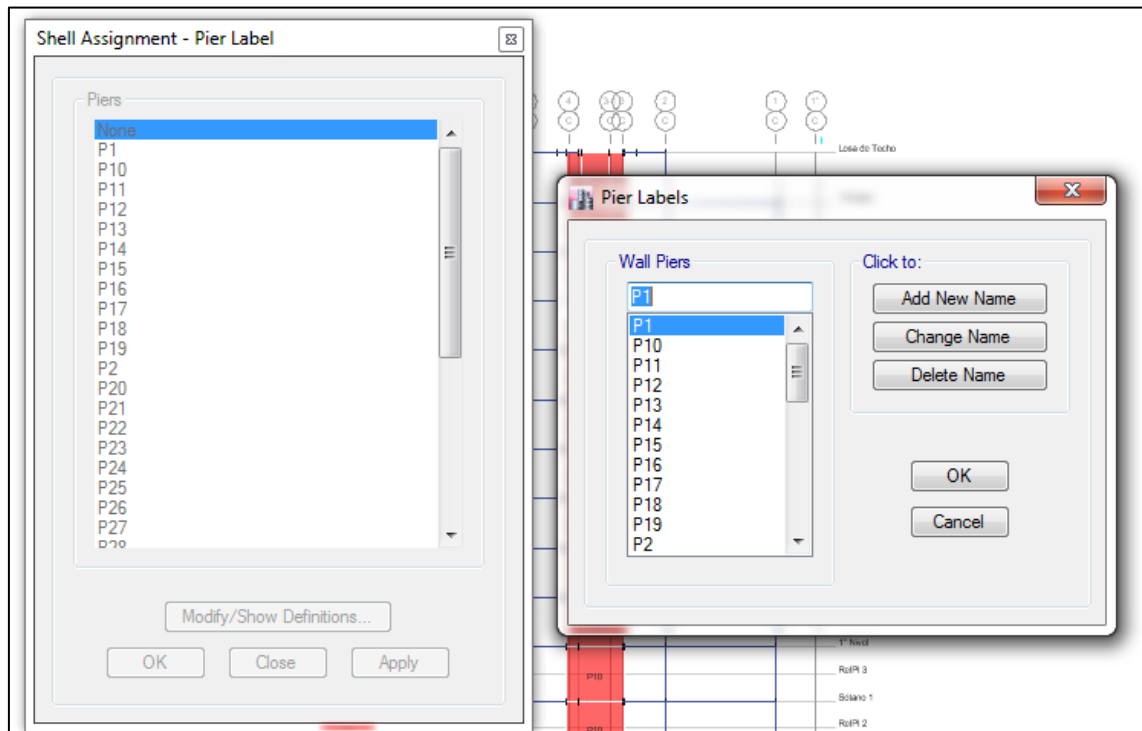
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.6. Asignación de Piers en Muros Estructurales

Para realizar el análisis lineal de la edificación, uno de los criterios básicos es la determinación del sistema estructural, por lo tanto, es necesario calcular cuánta fuerza de cortante basal es asumida por todos los muros de corte, esto no es posible mientras no se asigne la condición de “Pier” a un muro de corte, esta asignación es como una nomenclatura para determinar esta resistencia, se asigna piers a cada muro de corte en el modelo de la siguiente manera.

Figura 67

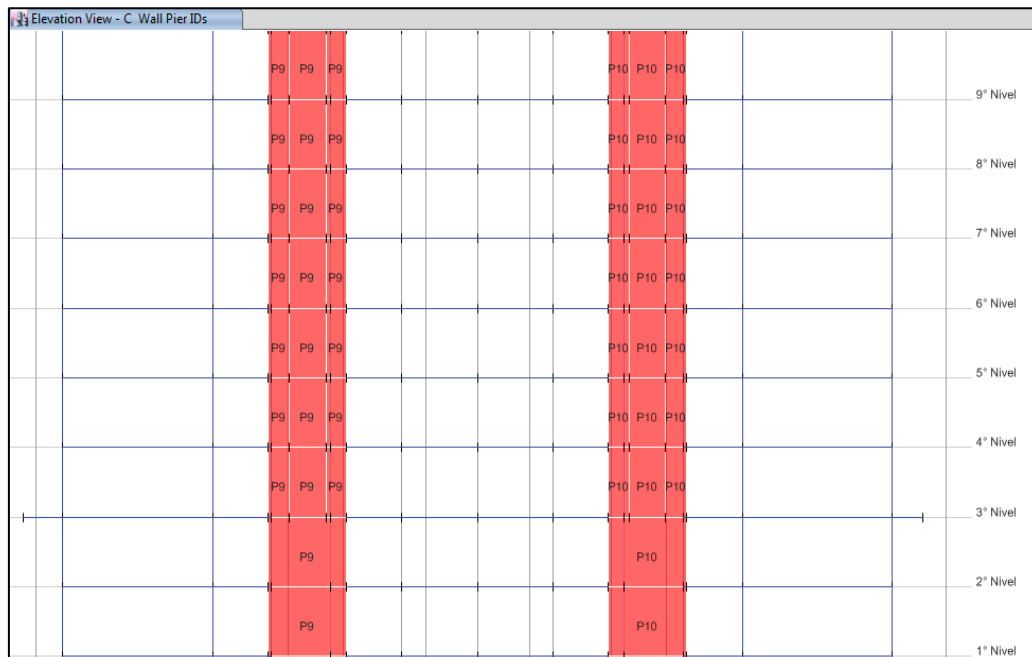
Creación de Piers para Muros Estructurales



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 68

Piers Asignados a Cada Muro de Corte



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

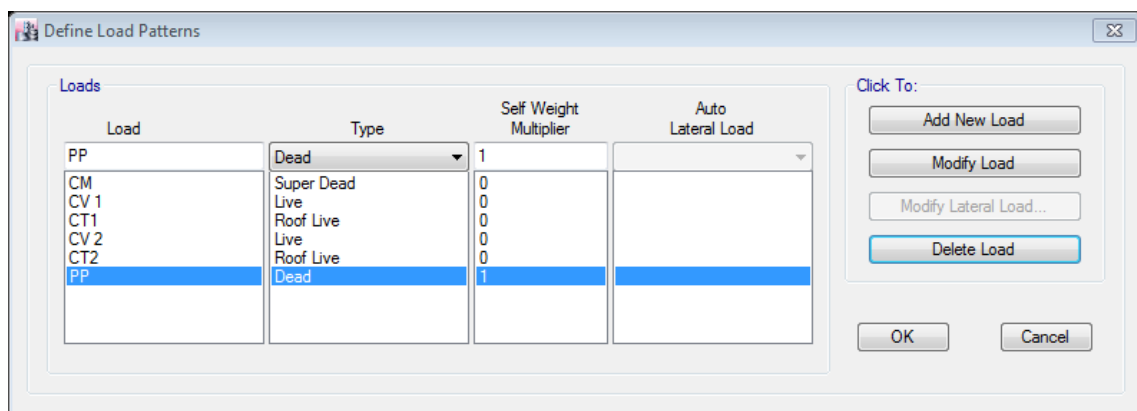
Debido a que previamente se dividieron los muros cuando se tuvo un miembro de borde en su distribución de acero, la asignación de Piers fue realizada para todo el muro, haciendo posible el cálculo y la idealización para el programa, como si se comporta como un solo elemento, por lo cual mostro los mismos desplazamientos.

3.6.1.1.7. Definición de patrones de carga

Una vez definida los elementos estructurales se crean los patrones de carga para el análisis, que corresponden a cargas muertas, vivas y de techo.

Figura 69

Patrones de Carga.



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.8. Análisis de cargas por gravedad

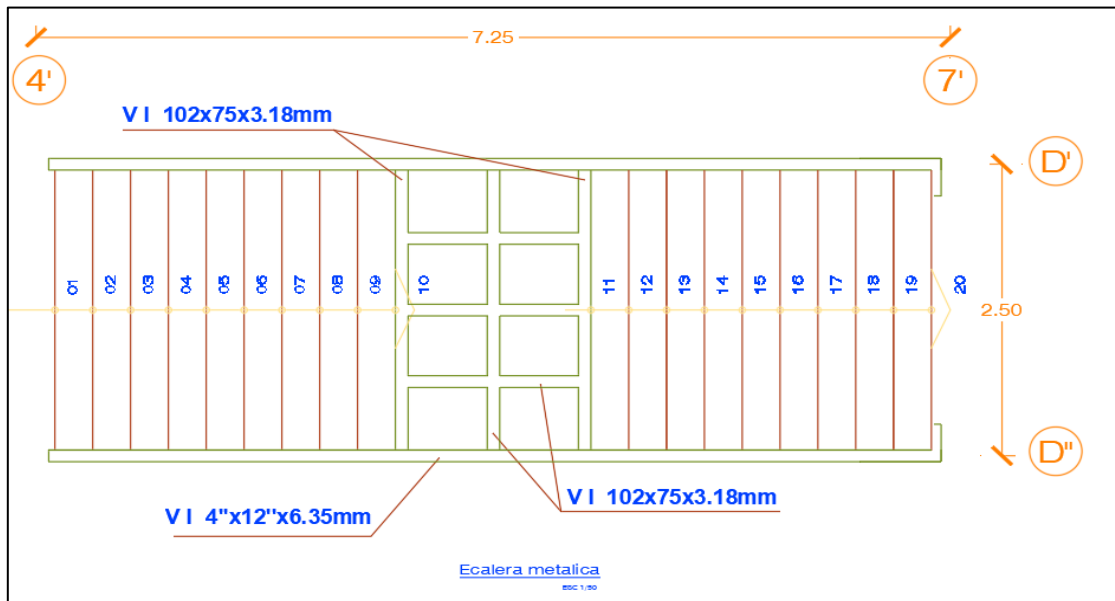
Se aplicarán las siguientes cargas a las secciones al modelo. Las cargas son de tipo puntual que representa las cargas de punto de contacto con la losa de la escalera metálica y del techo, cargas distribuidas que representan las tabiquerías apoyadas sobre las vigas y las cargas en metros cuadrados que representan los valores de acuerdo a su uso del ambiente. Estos valores son calculados a través de un metrado de cargas, mediante el uso de la normativa peruana E. 020.

a) Cargas puntuales

Un claro ejemplo de carga puntual son los apoyos de la escalera metálica en la estructura, que posee la siguiente distribución en planta y elevación mostrado en las figuras a continuación; de estos datos se obtiene las secciones y longitudes de los elementos.

Figura 70

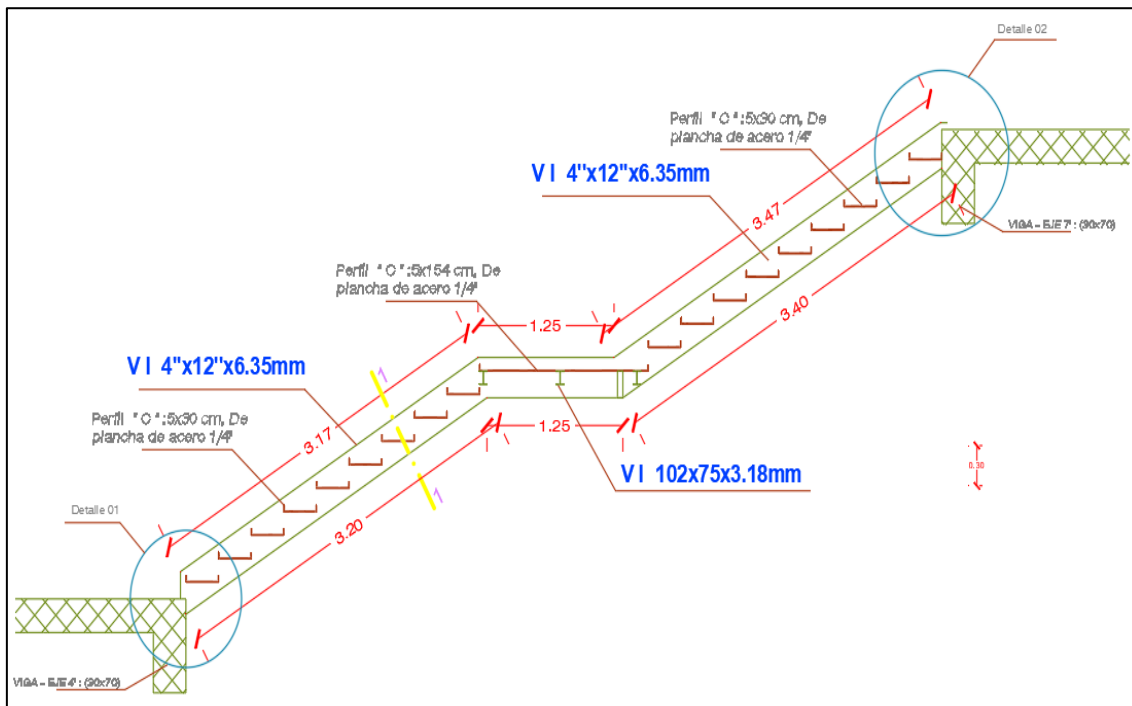
Detalle de Escalera Metálica - Vista en planta



Fuente: Expediente Técnico – Adaptación Propia

Figura 71

Detalle de Escalera Metálica - Vista en Elevación



Fuente: Expediente Técnico – Adaptación Propia

Tabla 21

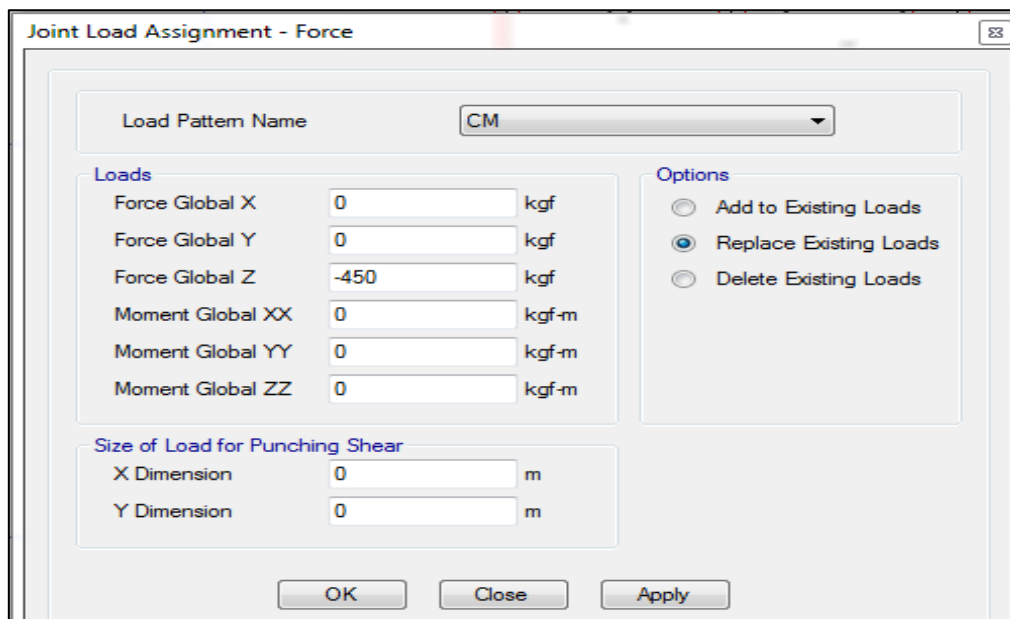
Metrado de Cargas de Escaleras Metálicas

METRADO DE CARGAS DE ESCALERA METALICA					
Peso específico E. 020 :	7850 kgf/m ³				
	Area sección (m ²)	Cant.	L (m)	Vol (m ³)	Peso (Kg)
Perfil "C":5x30cmx1/4"	0.0022	18	2.40	0.095	746.06
VI 4"x12"x6.35mm	0.008	2	7.94	0.123	965.09
VI 102x75x3.18mm(x)	0.001	3	1.35	0.003	24.80
VI 102x75x3.18mm(y)	0.001	3	2.40	0.006	44.09
Peso total:					1780.04
Carga puntual	1780.04 / 4 =	445.01	kg		

Se observa el cálculo del volumen de acero estructural de cada uno de los componentes de la escalera metálica y se multiplica por su peso específico, para calcular el peso total de la escalera, se obtuvo un peso específico de 7850 kg/m³ de acuerdo a lo estipulado en la norma peruana NTP E. 020. Luego, se procedió a asignar estos valores en el programa, el signo es negativo debido a la dirección de la fuerza (en dirección a la fuerza de gravedad).

Figura 72

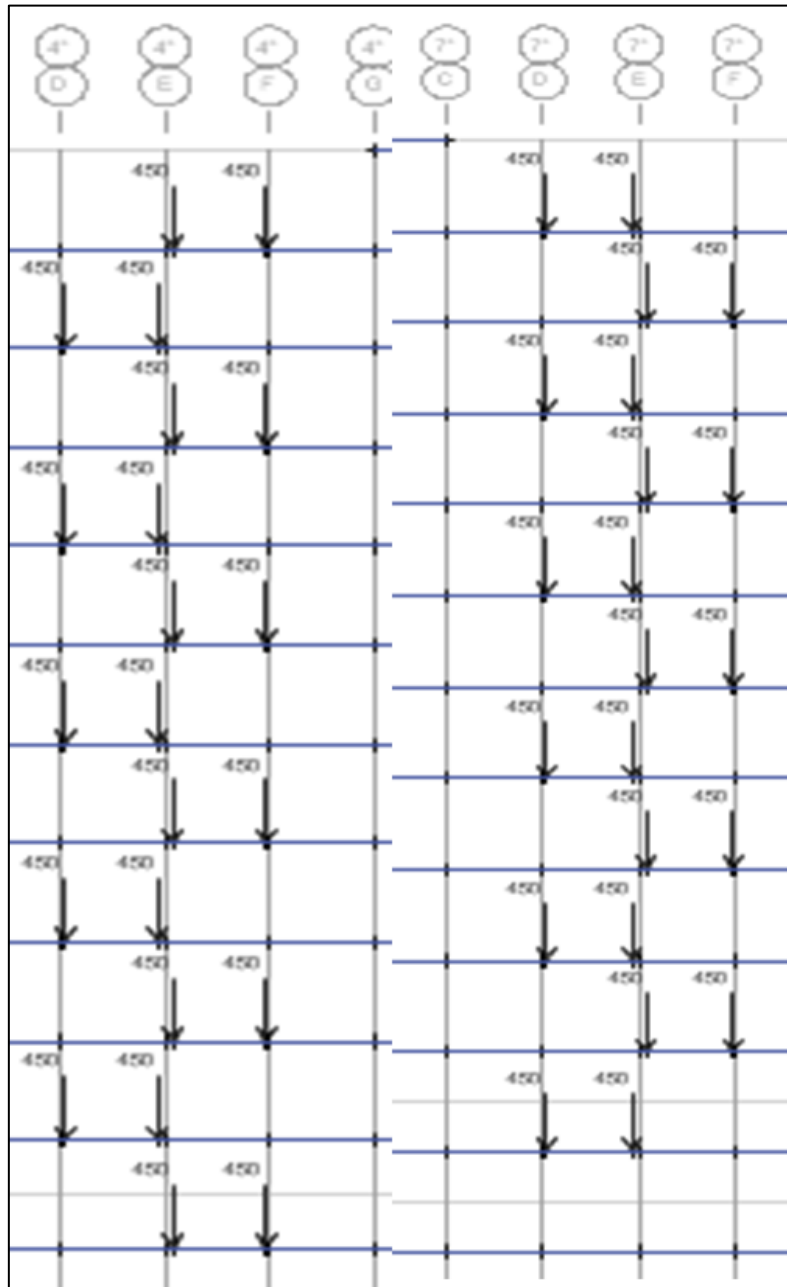
Definición de Carga Puntual - Escalera metálica



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 73

Asignación de Carga Puntual - Escalera Metálica

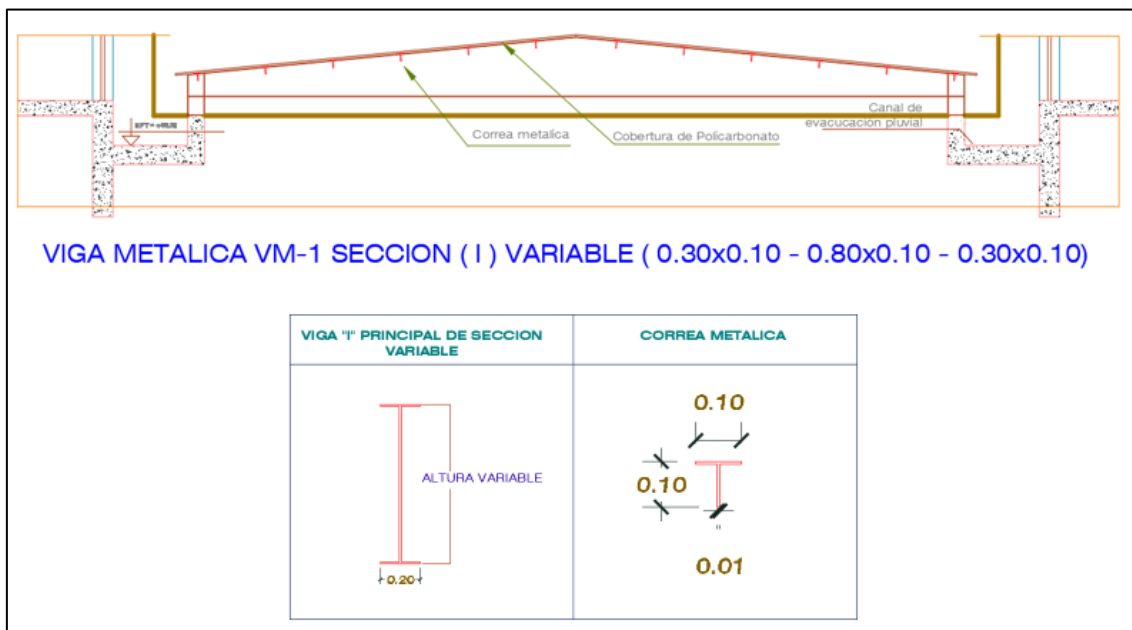


Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Al igual que las escaleras metálicas la edificación posee una estructura metálica en el último nivel, se realizó un metrado de cargas con las dimensiones de acuerdo a lo diseñado en los planos estructurales.

Figura 74

Detalle de Cobertura Metálica



Fuente: Expediente Técnico – Adaptación Propia

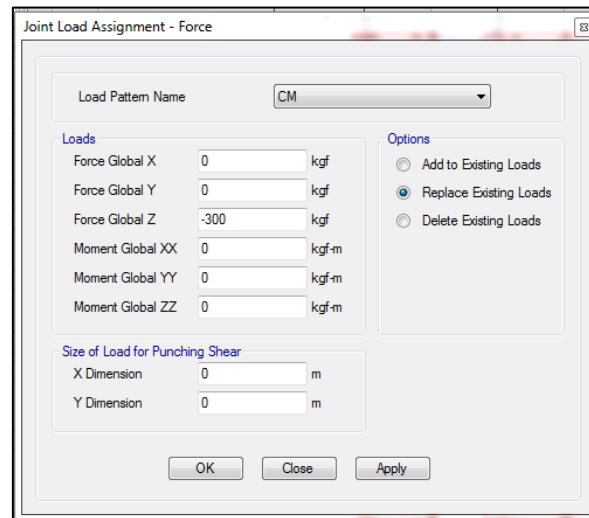
De acuerdo con los planos estructurales se tiene las vigas principales de perfil tipo “I” de una altura variable y una base de 10 cm, al comprobar las medidas en campo se obtuvo 4 vigas principales las 2 extremas son de una altura de 0.30 m y las centrales son de 0.80 m, las correas si cumplen con esa medida dada, al calcular las áreas de las secciones y sus longitudes se obtuvo un volumen obteniéndose su reacción en cada apoyo.

Tabla 22

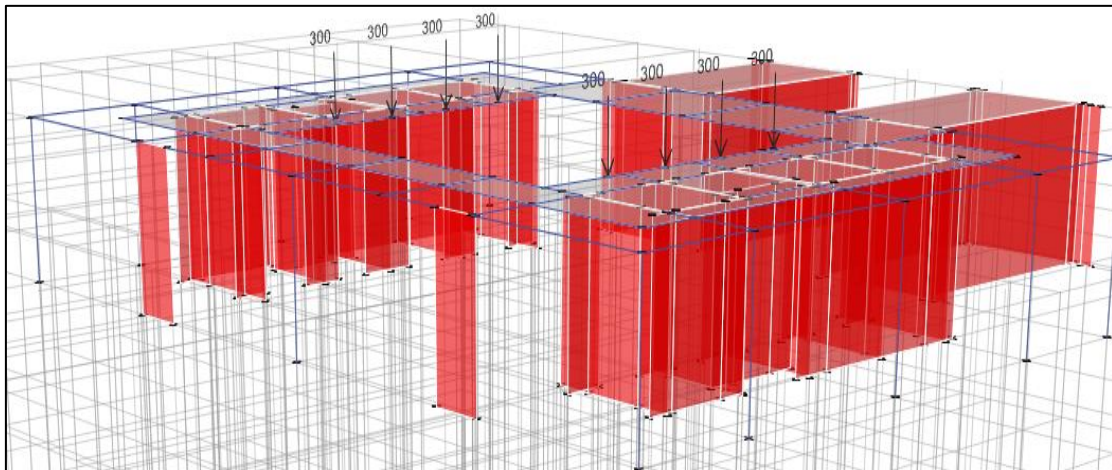
Metrado de Cargas de Cobertura de Techo

METRADO DE CARGAS DE ESTRUCTURA DE TECHO					
Peso específico E. 020 :	7850 kgf/m ³				
	Area sección (m ²)	Cant.	L (m)	Vol (m ³)	Peso (Kg)
Correa Metalica	0.0012	12	11.05	0.159	1249.09
VM-1 Sec(I) 0.30x0.10	0.002	2	11.45	0.046	359.53
VM-1 Sec(I) 0.80x0.10	0.004	2	11.45	0.096	755.01
Peso total:					2363.64
Carga puntual	2363.64 / 8 =	295.45	kg		

Esta carga puntual calculada se colocó en el programa en los 8 apoyos correspondientes.

Figura 75*Definición de Carga Puntual - Cobertura*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 76*Asignación de Carga Puntual – Cobertura*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

b) Cargas distribuidas**Tabiquería de unidades de albañilería**

El cálculo de cargas distribuidas se encuentra en función del tipo de aparejo en los tabiques, el tipo de unidad de albañilería, estipulado en los planos y memorias de la especialidad de arquitectura y la altura del muro. Para el caso de muros divisorios en las losas, se aplicó una distribución de cargas sobre las viguetas, que consiste en una conversión de carga lineal a una carga distribuida por área utilizando el método de “tabiquería equivalente”.

El primer paso para determinar la carga por tabiquería es seleccionar una unidad de albañilería, se sabe que se cuenta con 2 tipos de tabiquería.

- Unidades sólidas, con un peso aproximado de 19 kg / (m² x cm).
- Unidades huecas o tubulares, con un peso aproximado de 14 kg / (m² x cm).

Figura 77

Unidades de Albañilería

SISTEMA CONFINADO		SISTEMA APORTICADO	
UNIDADES SÓLIDAS <30% H. (MUROS / ALBAÑILERÍA - MP)		UNIDADES HUECAS TUBULARES (PANDERETA / TABIQUES - MNP)	
19 Kg / (m ² x cm)		14 Kg / (m ² x cm)	

Una vez seleccionado la unidad de albañilería, se determina la altura y el espesor del tabique y se multiplica por el peso mostrado en la figura 77.

Tabla 23

Carga por Metro Lineal de Tabiquería

Espesor del muro	15 cm				
Tipo de ladrillo	<table border="1"> <tr> <td>2</td> <td>UND. TUBULAR</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>Kg / (m² x cm)</td> </tr> </table>	2	UND. TUBULAR	14	Kg / (m ² x cm)
2	UND. TUBULAR				
14	Kg / (m ² x cm)				
Altura de muro	3.250 mts				
W	682.50 Kg / m				

Calculado el peso de la tabiquería por metro lineal, se determinan la carga del mismo tabique, pero distribuido por metro cuadrado (Método de tabiquería equivalente).

Tabla 24*Carga Equivalente en Tabiquería*

TABLA 2.3 DE LA NORMA E-020, RECUPERADO			
Peso del Tabique (W)			Carga Equivalente
74 Kg/m	o	menos	30 Kg / m ²
75 Kg/m	a	149 Kg/m	60 Kg / m ²
150 Kg/m	a	249 Kg/m	90 Kg / m ²
250 Kg/m	a	399 Kg/m	150 Kg / m ²
400 Kg/m	a	549 Kg/m	210 Kg / m ²
550 Kg/m	a	699 Kg/m	270 Kg / m ²
700 Kg/m	a	849 Kg/m	330 Kg / m ²
850 Kg/m	a	1000 Kg/m	390 Kg / m ²

Fuente: (Norma de Cargas E0.20, 1985)

Para el primer cálculo, se obtuvo muros de 0.30 m con ladrillo sólido, a una altura de 3.25 metros. El método de tabiquería equivalente no cuenta con esta carga distribuida, por lo tanto, se tomó en cuenta el cálculo realizado por el ingeniero estructuralista en su memoria descriptiva, donde se tomó un valor de 475 kg/cm² para la tabiquería equivalente. El metrado de cargas de todas las tabiquerías encontradas se encuentra en el anexo 3 de esta investigación.

Tabiquería de bloque de vidrio

En el sótano 1 de la edificación, se encuentra un tabique de bloque de vidrio, por lo que el cálculo de su peso se recurrió a especificaciones por parte del fabricante, donde de acuerdo a las medidas, encontramos información acerca del peso en Kg de cada pieza, así como el número de piezas en 1 metro cuadrado de tabique.

Este tabique está colocado sobre las vigas en voladizo que constituyen el pozo de luz principal de la edificación, por lo tanto, estas cargas es necesario trabajarlos en metros lineales.

Tabla 25*Medidas de Bloque de Vidrio en Tabiques*

Dimensiones (mm)	Peso / Pieza (kg)	Piezas / m ²	N° piezas / palet	N° piezas / caja
190 x 190 x 80	2.30	25	360	8
190 x 90 x 80	1.26	50	540	12
240 x 240 x 80	3.75	18	192	6
240 x 115 x 80	2.04	32	384	12

Fuente: Expediente Técnico – Adaptación Propia

Tabla 26*Cálculo de Peso de Tabique de Bloque de Vidrio*

Peso por Bloque de Vidrio		
Dimensiones (mm): 240 x 240 x 80	3.75	kg/pza
Altura de Muro	3.5	m
Para 1 metro Lineal	16	pza
Afectado por altura	56	pza/ml
Peso por metro lineal	210	kg/ml

Fuente: Expediente Técnico – Adaptación Propia

Tabiquería de unidad de Drywall

Las cargas están en función del tipo de Drywall, según las especificaciones técnicas del Expediente Técnico y el tipo de parante de aluminio; para obtener el peso de la tabiquería se realizó el metrado de sus materiales componentes, iniciando con el cálculo del peso específico y luego se procedió a calcular el peso en un metro cuadrado.

En primer lugar, se procede a calcular el peso de la plancha de drywall, con un espesor de ½”.

Tabla 27*Cálculo del Peso de la Plancha de Drywall*

Peso de la Plancha de Drywall	
Largo (m)	1.54
Ancho (m)	0.255
Espesor (m)	0.0125
Volumen (m ³)	0.005
Peso (kg)	1
Peso Especifico (kg/m³)	203.72

Al multiplicar el peso específico obtenido por el espesor, se tiene el peso por metro cuadrado del drywall; recordar que para este metro cuadrado, se colocan 2 planchas en ambas caras del tabique por lo que obtiene:

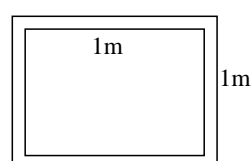
Peso por metro cuadrado (kg/m ²)	2.55
En 1 m² entran 2 planchas	5.09

Otro componente importante para este tipo de tabiquería es el marco de aluminio, en el que se sujetan las planchas, cuyo espesor de marco es de 0.45 mm.

Tabla 28*Cálculo del Marco de Aluminio*

Peso del Marco de Aluminio	
Largo (m)	2.43
Ancho (m)	0.155
Espesor (m)	0.00045
Volumen (m ³)	0.0002
Peso (kg)	0.85
Peso Especifico (kg/m³)	5015

Se asume que para un metro cuadrado de drywall, se tiene un marco cuadrado de 1m de lado, que al multiplicar por: ancho, espesor y longitud total del marco se tiene como resultado el peso del marco.



Longitud del marco (m)	4
Peso de marco (kg)	1.40

Es decir que en 1 metro cuadrado existe 1.40 kg.

Luego, se procede a sumar el peso de ambos componentes por metro cuadrado, y luego multiplicar por la altura del muro para así obtener el peso por metro lineal, que se colocaran sobre las vigas.

Tabla 29

Cálculo de Tabique de Drywall

Componentes del Muro de Drywall		
Peso de plancha de drywall	5.09	kg/m ²
Peso del Parante de Aluminio	1.40	kg/m ²
Total de peso	6.49	kg/m ²
Peso por Metro Lineal Sobre Vigas		
Peso de drywall	6.49	kg/m ²
Altura de muro	3.25	m
Total de peso	21.10	kg/ml

Asignación de cargas distribuidas en software ETABS 2016

Una vez definido las cargas de los diferentes tipos de tabiquería se procede a definir las cargas en el programa, solamente se asignaron las cargas de los tabiques que se encuentran sobre las vigas en kilogramos por metro lineal.

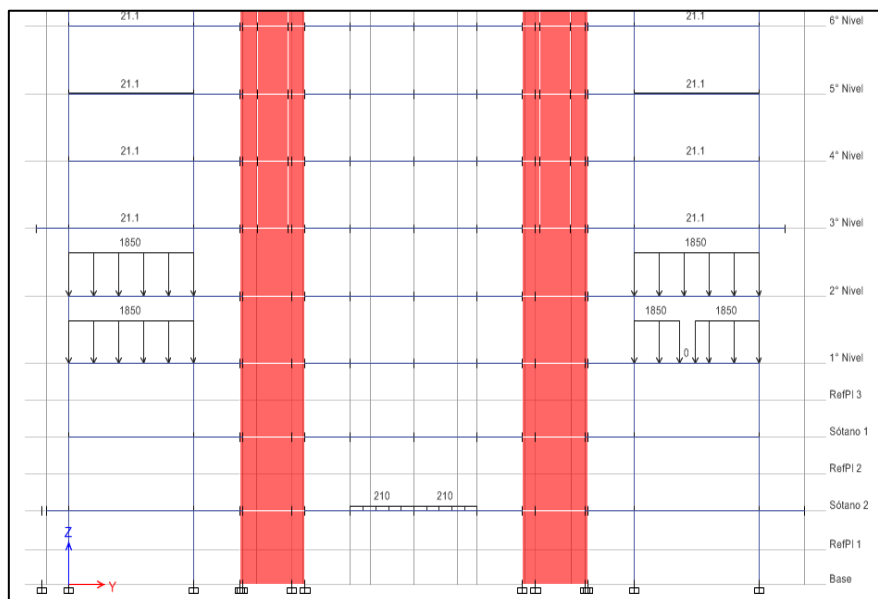
Cabe indicar que, en aquellos lugares donde se encuentran una puerta de acceso al ambiente, se colocó una carga lineal de 0 kg/ml, esto con el objeto de que el modelo represente el comportamiento de la estructura lo más real posible.

Figura 78*Definición de Cargas Distribuidas*

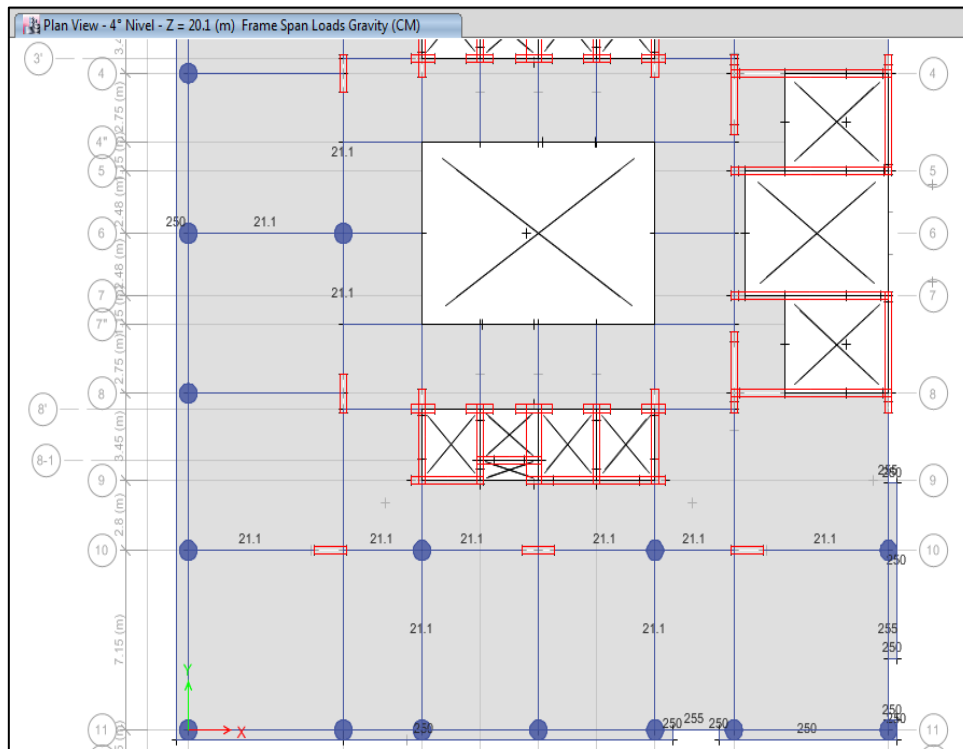
Distance (m)	Load (kgf/m)
0 - 1.4	0
1.4 - 1.4	0
1.4 - 6	21.1
6 - 6	21.1

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

En la figura 79, se muestra la asignación de cargas en uno de los pórticos, donde se tiene estos 3 tipos de tabiquería el valor de 21.1 kg/ml correspondiente a drywall, 210 kg/ml correspondiente al bloque de vidrio en el sótano 1 y el valor de 1850 kg/ml correspondiente al tabique compuesto con unidades de albañilería.

Figura 79*Asignación de Cargas Distribuidas en Vigas – Vista en Elevación*

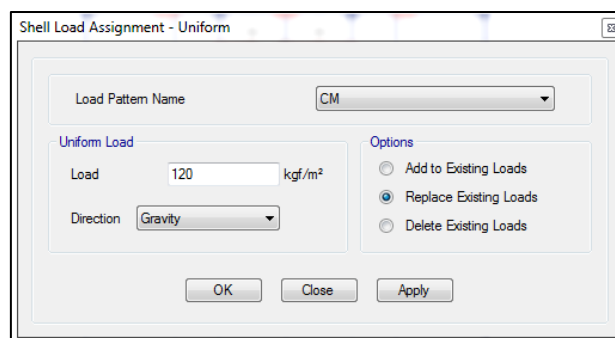
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 80*Asignación de Cargas Distribuidas en Vigas - Vista en Planta*

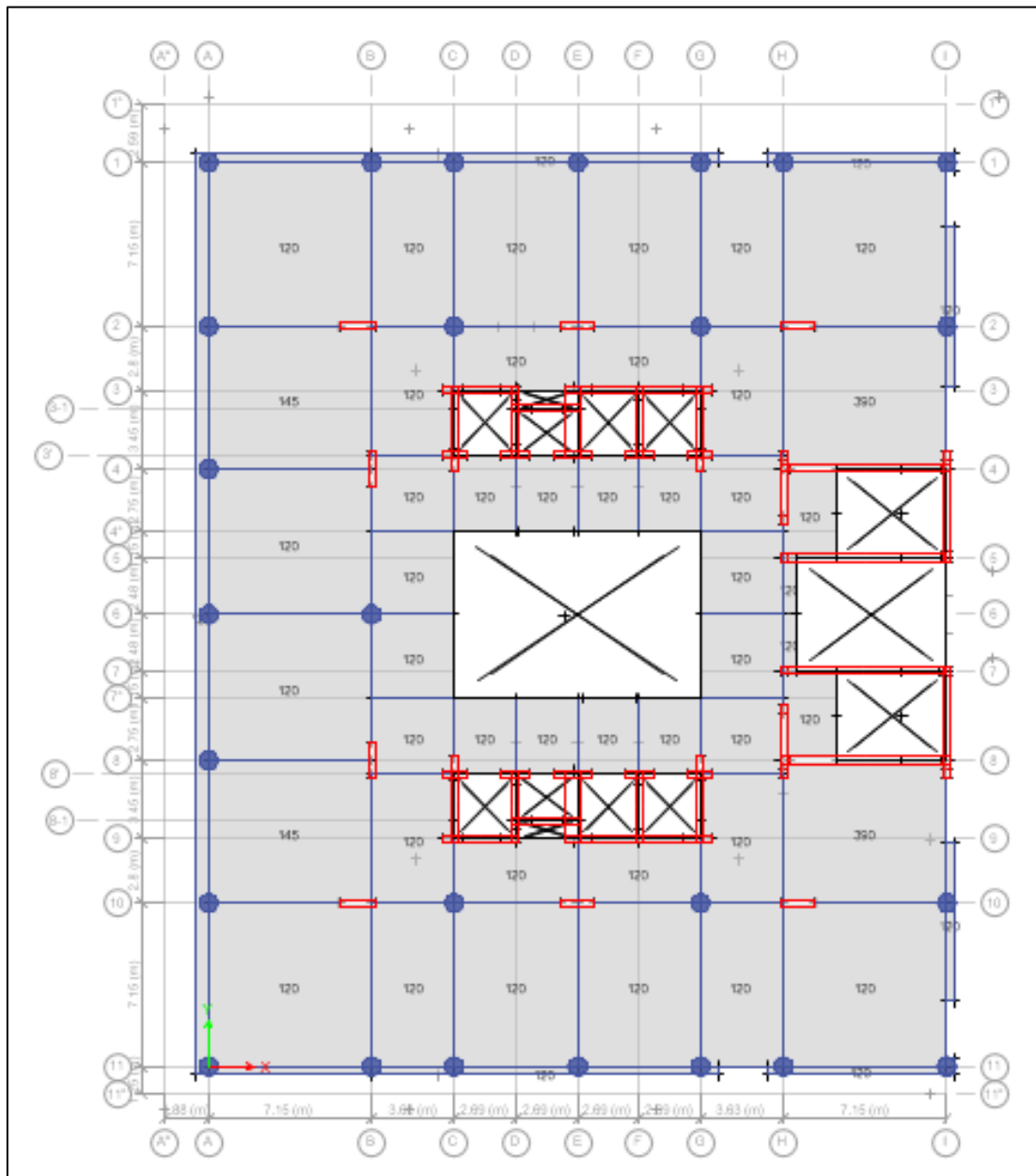
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

c) Cargas superficiales

Se colocaron cargas muertas distribuidas en losas, en caso de que la tabiquería no se encuentra apoyado sobre las vigas, pero si se encuentre apoyada en losas, entonces se procedió a calcular el peso de tabiquería equivalente definido anteriormente, además se considera el peso del acabado de piso.

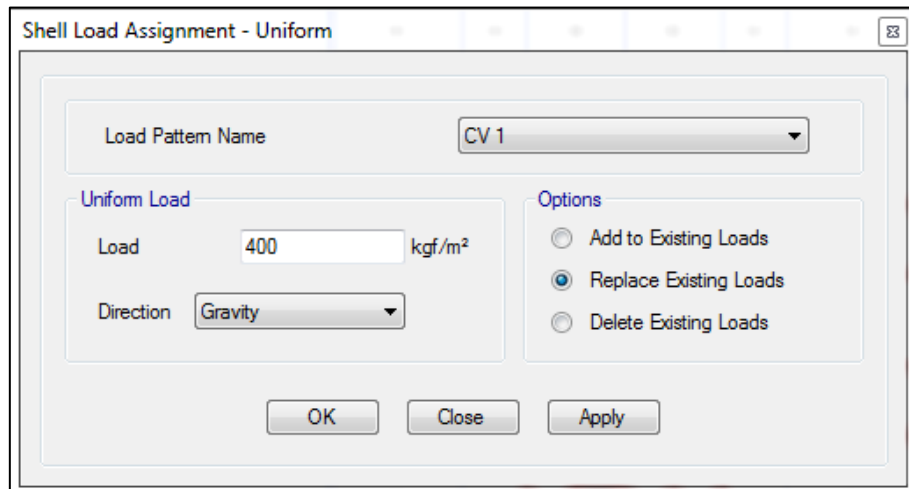
Figura 81*Definición de Cargas Muertas en Losas de Entrepiso*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

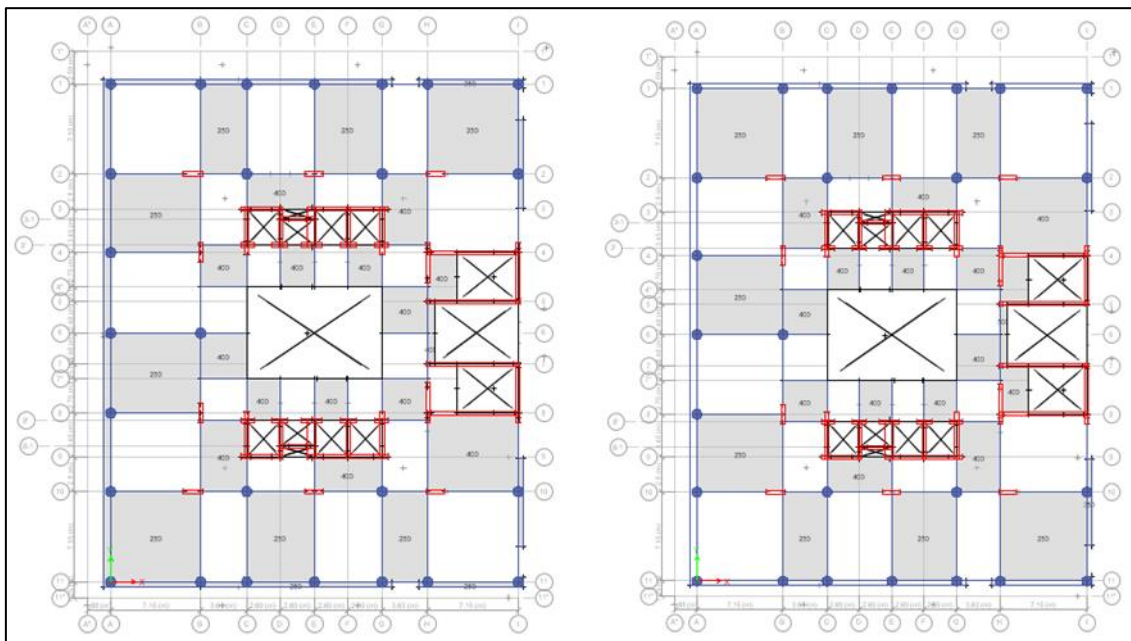
Figura 82*Asignación de Cargas Muertas en Losas de Entrepiso*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Para el caso de las cargas vivas se tomaron en consideración el uso de los ambientes, además, se asignaron en forma de damero para obtener los momentos máximos negativos en los elementos estructurales, tal como indica la norma peruana NTP E. 060 en el capítulo 8, artículo 8.9 “Disposición De La Carga Viva”, alterando la distribución en los paños.

Figura 83*Definición de Cargas Vivas*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 84*Asignación de Carga Viva en Forma de Damero*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

En la figura 84, se muestra la asignación de la carga viva en forma de damero, esto corresponde a tramos alterados, pero al momento de realizar el cálculo del peso de la edificación, así como para el análisis espectral se consideran ambas cargas actuando en diferentes combinaciones de carga. En la parte izquierda se muestra la primera alteración y en la derecha se completa los demás paños de las losas. Cabe resaltar que el valor de estas cargas distribuidas se obtiene de la norma peruana NTP E. 020

Tabla 30*Cargas Distribuidas por Uso. NTP E.020*

CARGAS MUERTAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO		
Descripción	Carga	Unidad
Falso piso de cemento	120.00	kg/m ²
Piso de cemento pulido	120.00	kg/m ²
Piso de porcelanato antideslizante	120.00	kg/m ²
Piso terminado e= 0.05 m	100.00	kg/m ²

CARGAS VIVAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO		
Descripción	Carga	Unidad
Almacenaje y servicios	500.00	kg/m ²
Aulas	250.00	kg/m ²
Corredores y escaleras	400.00	kg/m ²
Laboratorios	300.00	kg/m ²
Lugares de Asamblea con asientos fijos	300.00	kg/m ²
Lugares de Asamblea con asientos móviles	400.00	kg/m ²
Oficinas	250.00	kg/m ²
Restaurantes	400.00	kg/m ²
Salas de almacenaje con estantes fijos - bibliotecas	750.00	kg/m ²
Salas de archivo	500.00	kg/m ²
Salas de computación	250.00	kg/m ²
Salas de lectura - Bibliotecas	300.00	kg/m ²
Talleres	350.00	kg/m ²
Baños - Igual a la carga del resto de área/ sin que sea mayor que 300	300.00	kg/m ²
Techos	100.00	kg/m ²

Fuente: (Norma de Cargas E0.20, 2006)

3.6.1.1.9. Asignación de brazos rígidos

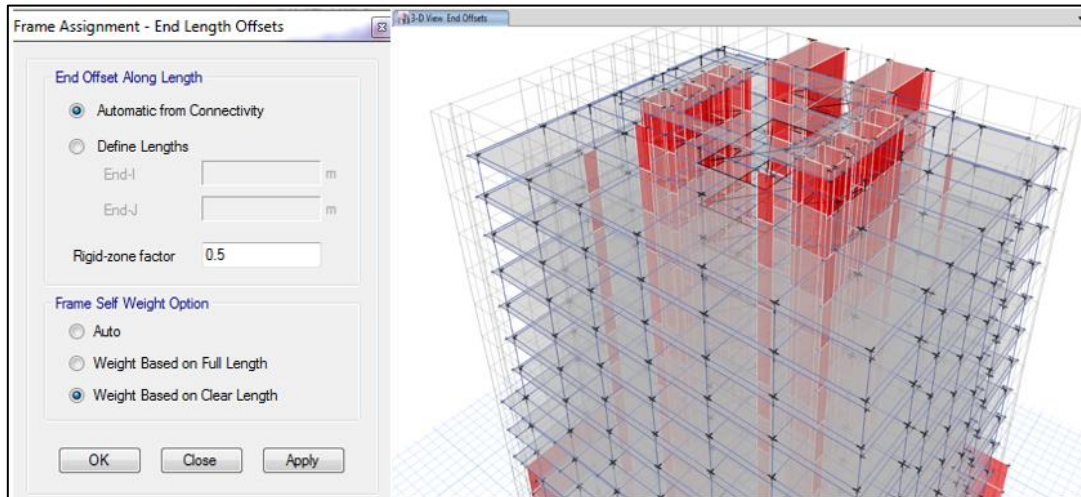
Para obtener un modelo más cercano a la realidad, se asume que los nudos de encuentro entre columnas y vigas (elementos frame) son rígidos, el cual al asignar los brazos rígidos servirán para la definición de las rotulas plásticas, así como la identificación de las zonas, donde los elementos fallan o presentan longitudes plásticas en los elementos.

Se asigna esta condición para garantizar un mecanismo de colapso en la estructura, donde la falla sea primero en las vigas y después la falla se presente en las columnas, evitando así que la estructura falle por piso débil o colapsando rápidamente.

El valor de 0.5 es un valor recomendado por parámetros de la normativa internacional ACI 318 y que lo recomienda el manual del usuario del programa ETABS, es un valor que representa el 50% del peralte efectivo de la sección.

Figura 85

Asignación de Brazos Rígidos

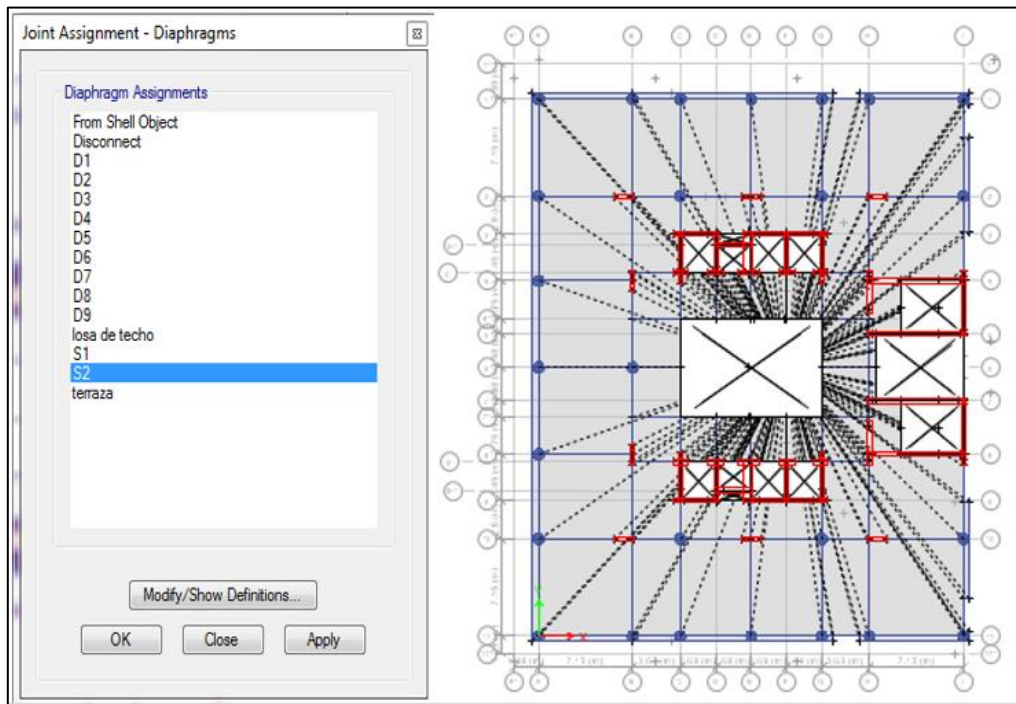


Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.10. Asignación de diafragmas rígidos

Se asume que la estructura está compuesta de elementos correctamente empotrados y unidos con las losas de entrepiso, los cuales dan desplazamientos de igual magnitud en todos los puntos de la estructura.

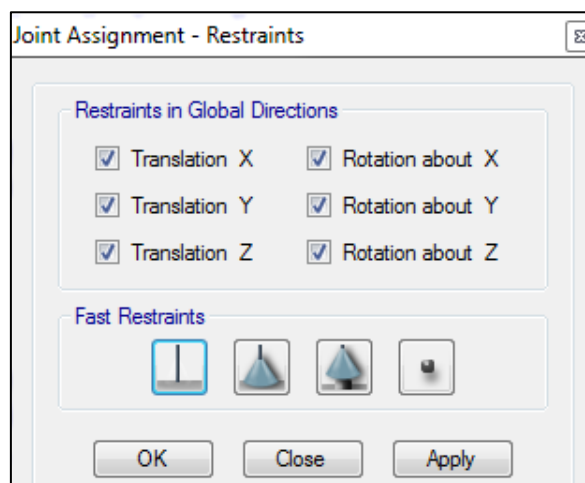
Se asignaron diferentes diafragmas que varían de entrepiso a entrepiso, debido a que los centros de rigideces y de masa no son constantes.

Figura 86*Asignación de Diafragmas Rígidos*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.11. Asignación de empotramientos en la base

Se asume de que la estructura tiene los elementos verticales desde la cimentación, por lo que el nivel de la base es empotrado. Además, se cuenta con una cimentación tipo platea o losa, por lo que, los elementos verticales están correctamente empotrados, por tanto, se asignan de la siguiente manera.

Figura 87*Asignación de Empotramientos en la Base*

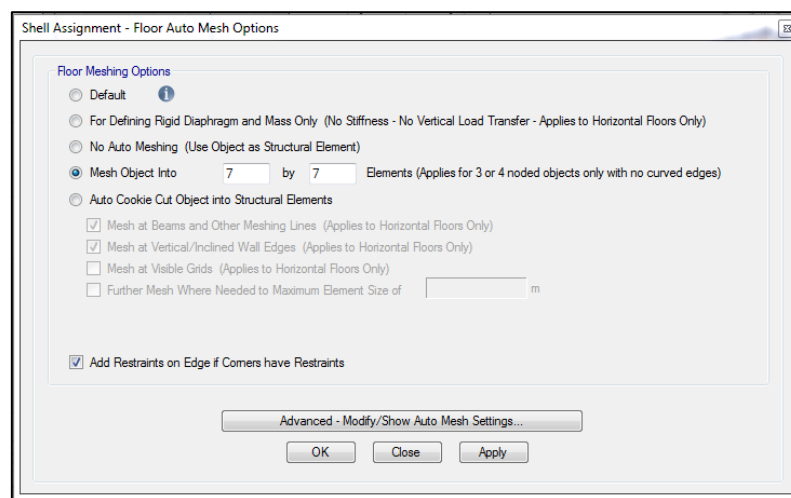
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.1.12. Asignación de mesh en losas

El software se basa en un cálculo matricial que es fundamental para los elementos finitos, las matrices dependen de la cantidad de puntos para analizar, razón por el cual se divide las losas para obtener una distribución de cargas uniforme y para que el método de elementos finitos sea lo más exacto posible. En este caso las losas son divididas en 1 m² por lo que se asignaron de la siguiente manera.

Figura 88

Asignación de Mesh en Losas



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.2. Parámetros para análisis modal espectral

La edificación estudiada está comprendida por 11 niveles y 2 sótanos, donde se realizó el análisis dinámico modal espectral tal como indica la normativa peruana E. 030. Sin embargo, también se realizó un análisis sísmico estático con el fin de determinar el cortante basal mínimo y posteriormente incremental para el cortante basal del análisis dinámico, para fines de obtener los máximos momentos flectores y fuerzas cortantes en los elementos estructurales, datos que sirvieron para la obtención de la curvatura y rotulas plásticas.

3.6.1.2.1. Definición de espectro de respuesta

Se asume que la estructura es regular, y se coloca un coeficiente de reducción basal de acuerdo con el sistema estructural, esto sirvió para obtener las cortantes de los elementos verticales y determinar cuál es el sistema estructural.

Siendo: $Z = 0.25$ (Zona 2 – Cusco)

$$U = 1.50 \quad (\text{Categoría A – Centros educativos})$$

$$S = 1.20 \quad (\text{Suelo intermedio})$$

$$T_p = 0.6 \text{ seg} \quad T_L = 2.00 \text{ seg}$$

Se generan los espectros de respuesta en ambas direcciones, calculado con los coeficientes de amplificación sísmica (C) según lo estipula la norma en función de los parámetros de sitio T_p y T_s , en el artículo 14 de la NTP E. 030, se indica:

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica C por las siguientes expresiones

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

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

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

Además, se tendrá en consideración la especificación del artículo 29.2 de la NTP E.030, donde se indica que para periodos muy cortos $T < 0.2 T_p$ se considera:

$$T < 0.2 \cdot T_p \quad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p}$$

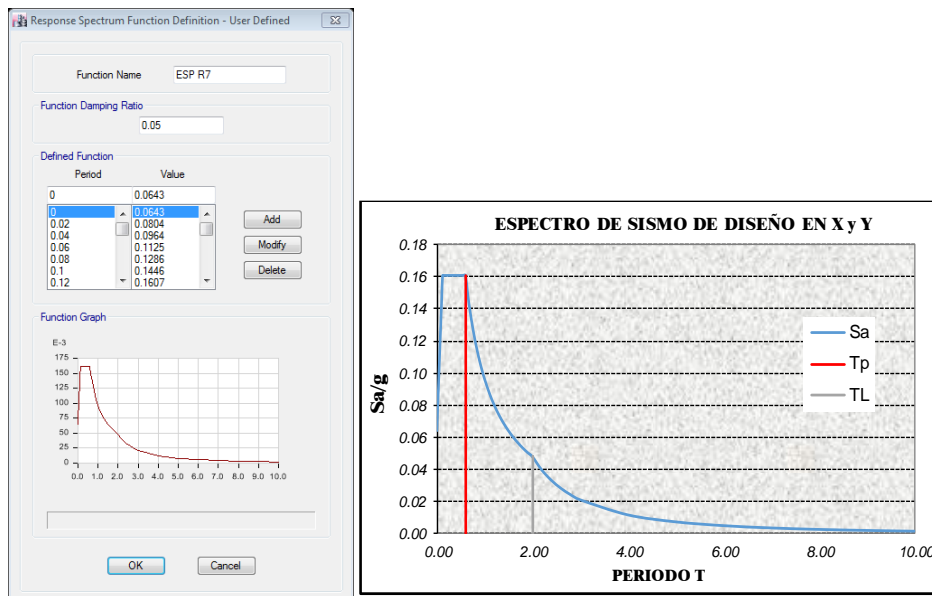
En caso de las irregularidades para la edificación, se considera que la estructura es inicialmente regular y con un coeficiente de reducción basal (R_0) asumiendo que es un sistema dual de $R_0 = 7$. Entonces dada la definición en la normativa NTP E.030 en el artículo 22 donde se indica:

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a \quad \text{Se asume: } R_0 = 7 \quad I_p = 1 \quad I_a = 1$$

Resumiendo, toda la información para generar el espectro de respuesta, presente en el anexo 4 de la investigación.

Figura 89

Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de $R = 7$, (Estructura Regular)



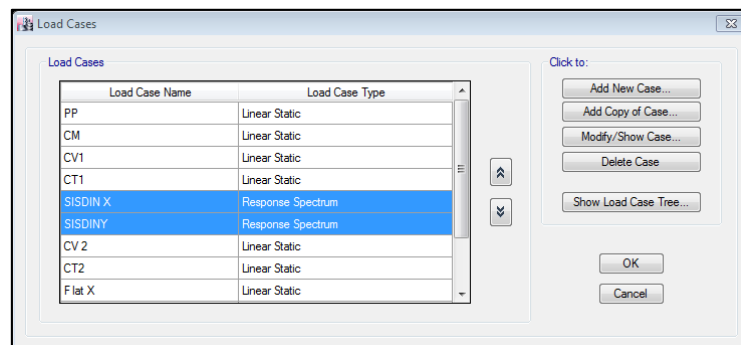
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.2.2. Definición de casos de carga

Definidos los patrones de carga, se generan los casos de carga en funciones lineales, donde se definen los espectros de respuesta para ambas direcciones de análisis.

Figura 90

Definición de Casos de Espectro de Respuesta en Ambas Direcciones de Análisis



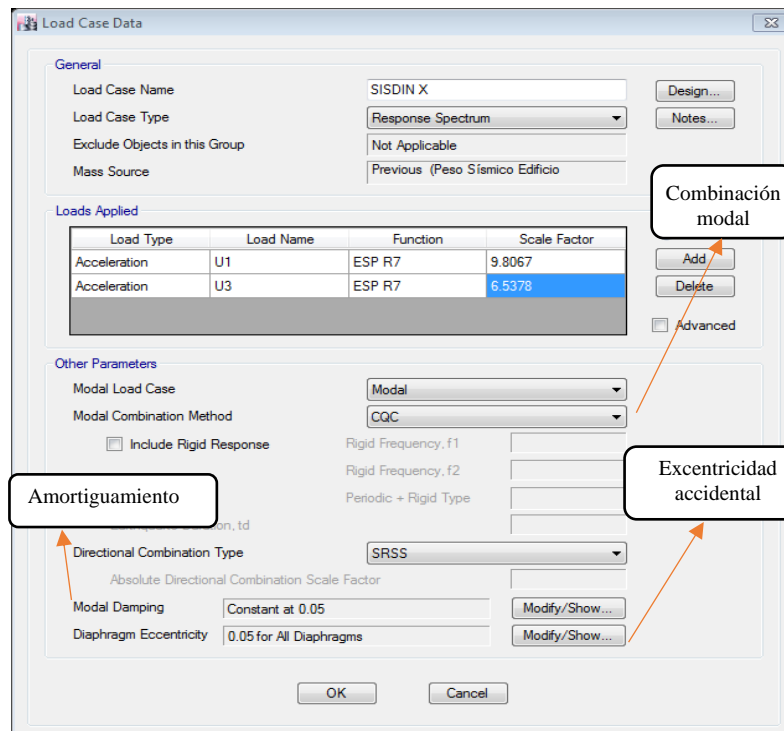
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se crean cargas de una respuesta lateral y otra vertical, que es las $2/3$ de la aceleración asumida en la dirección lateral, tal como se menciona en la NTP E.030 en el artículo 29.2.2 donde indica lo siguiente:

Para el análisis en dirección vertical puede usarse un espectro con valores igual a los $2/3$ del espectro empleado para las direcciones de análisis, la aceleración espectral se tomó la aceleración de la gravedad 9.81 m/seg^2 (MVCS, 2018).

Figura 91

Definición de Espectro de Respuesta en Dirección X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

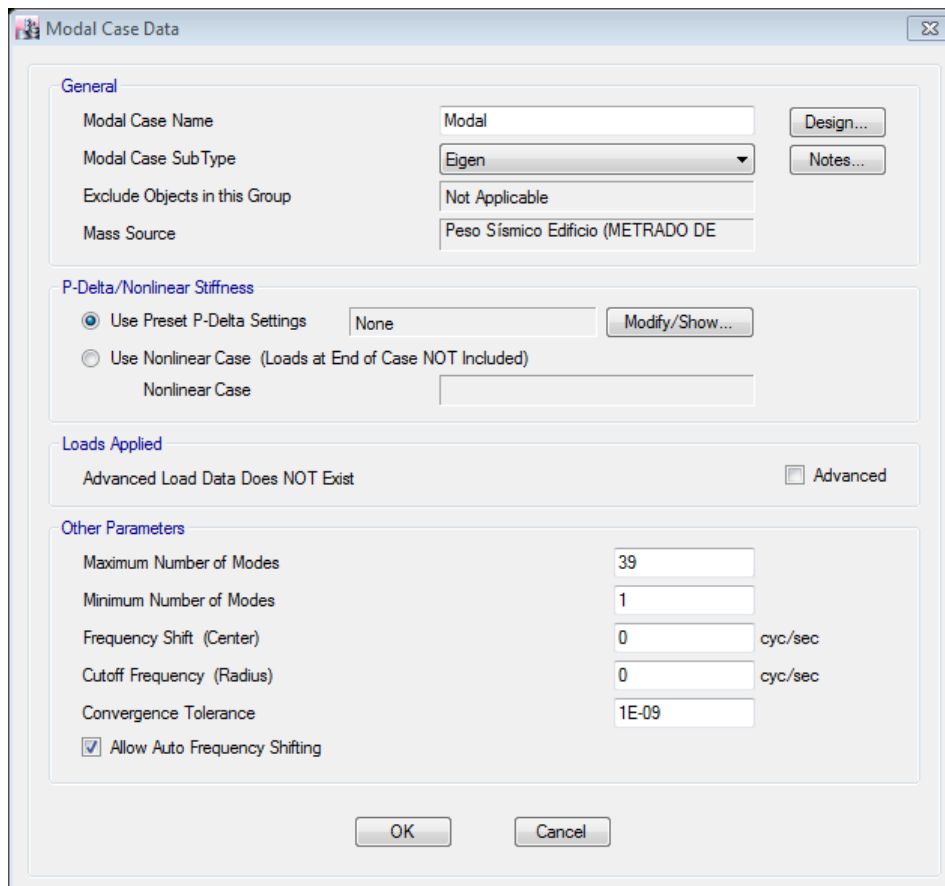
Se uso para la combinación de modal para obtener las respuestas máximas la combinación cuadrática completa CQC, mientras que la combinación direccional de SRSS (Sumatoria de raíces).

Se aprecia también la asignación de la excentricidad accidental de 0.05 o 5% como valor recomendado por la normativa NTP E 030 (MVCS, 2018).

3.6.1.2.3. Definición de modos de vibración

De acuerdo a lo estipulado por la normativa, se tiene como mínimo 3 grados de libertad por nivel, y estos casos deberían alcanzar el 90 % de masa participativa para cada dirección de análisis.

La edificación a evaluar tiene 13 niveles, al asignarle a 3 modos de vibración por nivel se tiene en total 39 modos.

Figura 92*Definición de Modos de Vibración de la Estructura*

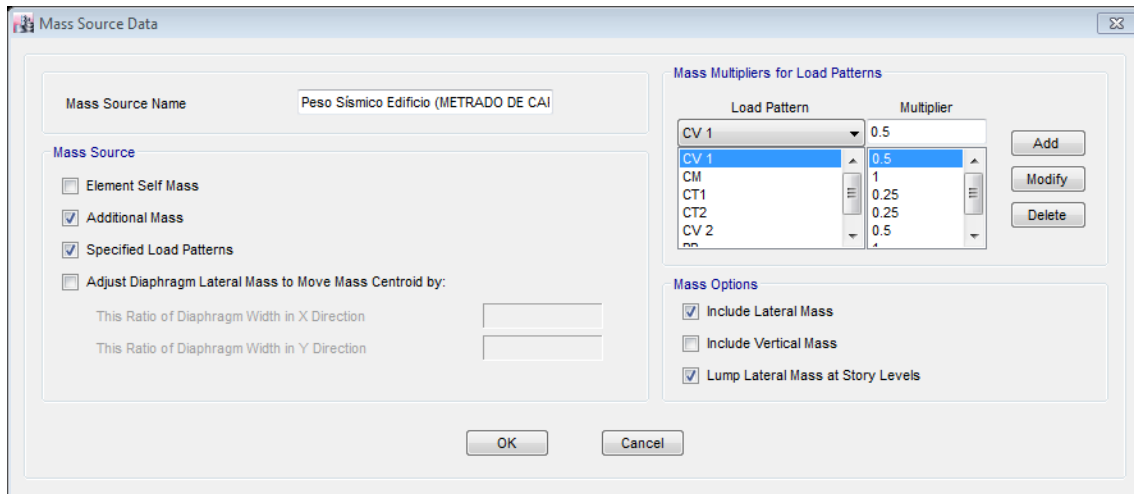
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.2.4. Definición de la masa o peso de la edificación

Se define la suma de las cargas con los siguientes datos, los valores de cargas serán asumidas de acuerdo a lo estipulado en la norma E. 030 en el artículo 26 donde se menciona lo siguiente:

El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Figura 93*Definición de Masa de la Edificación*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.1.2.5. Generación de combinaciones de carga

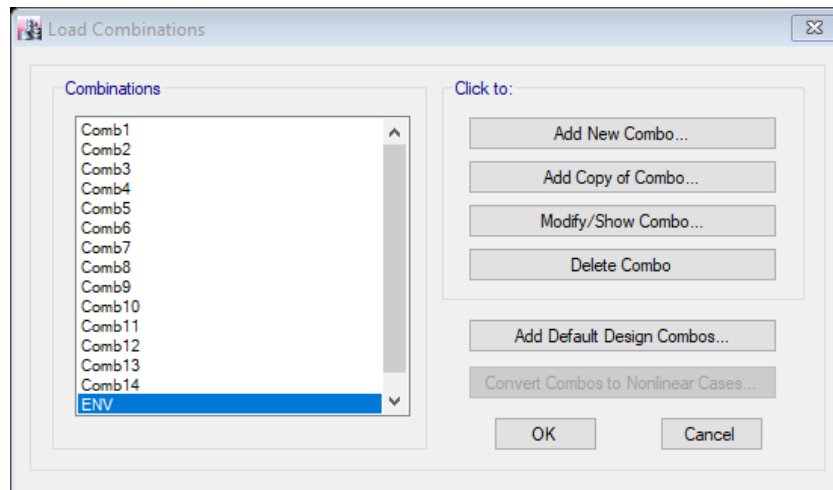
Para proceder al cálculo del análisis no lineal es necesario obtener las fuerzas cortantes y momentos flectores de los elementos estructurales con las combinaciones de carga de la normativa E 060. Como se realizó una asignación de las cargas vivas en forma de damero, se tendrá que combinar todas las cargas entre las diferentes cargas vivas y cargas de techo de la siguiente manera:

COMBINACION 1:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV1+CT1)$
COMBINACION 2:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV2+CT2)$
COMBINACION 3:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV1+CT2)$
COMBINACION 4:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV2+CT1)$
COMBINACION 5:	$1.25(PP+CM+CV1+CT1) + SISDINX$
COMBINACION 6:	$1.25(PP+CM+CV1+CT2) + SISDINX$
COMBINACION 7:	$1.25(PP+CM+CV2+CT2) + SISDINX$
COMBINACION 8:	$1.25(PP+CM+CV2+CT1) + SISDINX$
COMBINACION 9:	$1.25(PP+CM+CV1+CT1) + SISDINY$
COMBINACION 10:	$1.25(PP+CM+CV1+CT2) + SISDINY$
COMBINACION 11:	$1.25(PP+CM+CV2+CT2) + SISDINY$
COMBINACION 12:	$1.25(PP+CM+CV2+CT1) + SISDINY$
COMBINACION 13:	$0.9(PP+CM) + SISDINX$
COMBINACION 14:	$0.9(PP+CM) + SISDINY$

Además de estas combinaciones, se genera una fuerza envolvente que toma los máximos valores al sumar estas 14 combinaciones previamente descritas:

Figura 94

Combinaciones de Carga

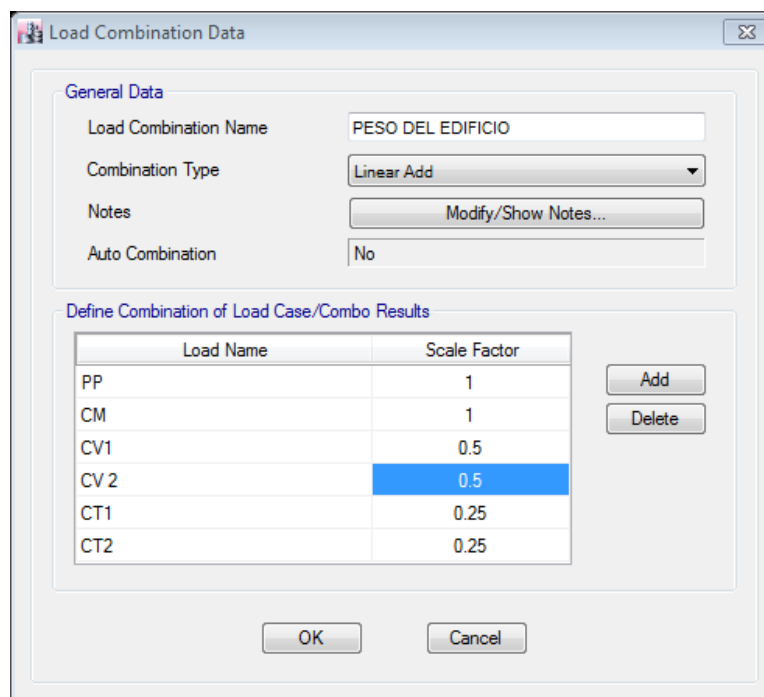


Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

El software calcula el peso en función de la masa, para la comprobación de irregularidades necesitaremos el peso en kgf o tonf por nivel, por lo que, se define una combinación de carga del peso de la edificación siguiendo con lo definido anteriormente.

Figura 95

Combinación de Carga del Peso de la Estructura



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.2. Análisis estático lineal

3.6.2.1. Determinación del sistema estructural

Para la determinación del sistema estructural es necesario calcular las fuerzas cortantes ejercidas por las columnas y las placas asignadas previamente luego sacar una proporción de fuerza cortante de los elementos y asignarlos de acuerdo a lo estipulado en la norma NTP E.030 en el artículo 16.1 (MVCS, 2018).

Se muestran las fuerzas cortantes en la base, obtenidas del cálculo de muros estructurales y pórticos en cada dirección de análisis.

a) En dirección X

De acuerdo a la sumatoria de cortantes en la base de muros y columnas en dirección de análisis X se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 31

Determinación del Sistema Estructural en Dirección X

SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION X		
FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
COLUMNAS	75.40	TN
MUROS DE CORTE	1489.11	TN
TOTAL	1564.50	TN
PORCENTAJE DE FUERZA ASUMIDA		
COLUMNAS	4.82	%
MUROS DE CORTE	95.18	%
SISTEMA ESTRUCTURAL		
MUROS ESTRUCTURALES		
RO	6	

Al obtener el porcentaje de fuerza cortante, se calcula que el 95.18 % de la fuerza en la base, la ejercen los muros de corte, por lo tanto, como es superior al 70% será considerado como un sistema estructural de “Muros estructurales” con un coeficiente de reducción sísmica $R_o = 6$.

b) En dirección Y

De acuerdo a la sumatoria de cortantes en la base de muros y columnas en dirección de análisis Y, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 32*Determinación del Sistema Estructural en Dirección Y*

SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION Y		
FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
COLUMNAS	90.68	TN
MUROS DE CORTE	966.98	TN
TOTAL	1057.66	TN
PORCENTAJE DE FUERZA ASUMIDA		
COLUMNAS	8.57	%
MUROS DE CORTE	91.43	%
SISTEMA ESTRUCTURAL		
MUROS ESTRUCTURALES		
RO	6	

Se observa que, para ambas direcciones de análisis, los muros de corte (placas) asumen una fuerza cortante en la base mayor al 70%, entonces se determinó que el sistema estructural es de *Muros Estructurales*, por lo que se actualiza el espectro de respuesta con un $R=6$ y no con un $R=7$, planteado inicialmente.

3.6.2.2. Irregularidades estructurales

3.6.2.2.1. Irregularidad en altura (Ia)

A) Irregularidad de rigidez y rigidez extrema

Es una de las irregularidades que se debe de evitar a toda costa en el diseño estructural para evitar el colapso estructural, para esta comprobación se debe calcular las fuerzas cortantes de entre piso, y comparar con el desplazamiento del centro de masa de la estructura.

Existe irregularidad de rigidez – piso blando cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso cualquiera, la rigidez lateral es menos que 70% de la rigidez

lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes

Para el cálculo del desplazamiento del centro de masa, se tomó en consideración la dirección predominante, es decir que para el análisis en dirección X se tomaron los desplazamientos del centro de masa en esa dirección, mientras que para la dirección Y, se realizó el mismo procedimiento, pero en esta dirección de análisis.

La rigidez de entrepiso se calculará como la relación de la fuerza cortante entre el desplazamiento relativo.

$$K(\text{rigidez}) = \frac{\text{Fuerza cortante}}{\text{Desplazamiento}} \text{ kgf/cm}$$

Tabla 33

Cálculo de la Rigidez

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ							
Nivel	Direccion de analisis	Fuerza cortante (kgf)	Desplazamiento (cm)	Rigidez (Kgf/cm)	Ki/ Ki+1	Ki/ K prom,i+3	Factor
Losa de Techo		144828	0.2013	719465	-	-	
Terraza		481239	0.2162	2225895	3.09	-	1
9° Nivel		772927	0.2493	3100390	1.39	-	1
8° Nivel		1009304	0.2611	3865583	1.25	1.3	1
7° Nivel		1209546	0.2770	4366593	1.13	1.2	1
6° Nivel		1381847	0.2862	4828257	1.11	1.1	1
5° Nivel	X	1531249	0.2896	5287463	1.10	1.1	1
4° Nivel		1661129	0.2854	5820353	1.10	1.1	1
3° Nivel		1781504	0.2723	6542433	1.12	1.1	1
2° Nivel		1891379	0.2497	7574604	1.16	1.1	1
1° Nivel		1978630	0.2375	8331074	1.10	1.1	1
Sótano 1		2027108	0.1774	11426765	1.37	1.3	1
Sótano 2		2048823	0.0778	26334484	2.30	1.7	1
Nivel	Direccion de analisis	Fuerza cortante (kgf)	Desplazamiento (cm)	Rigidez (Kgf/cm)	Ki/ Ki+1	Ki/ K prom,i+3	Factor
Losa de Techo		101561	0.1237	821023	-	-	
Terraza		325672	0.2680	1215193	1.48	-	1
9° Nivel		511610	0.3576	1430678	1.18	-	1
8° Nivel		655096	0.3558	1841192	1.29	1.2	1
7° Nivel		774192	0.3725	2078368	1.13	1.2	1
6° Nivel		876737	0.3836	2285551	1.10	1.1	1
5° Nivel	Y	967451	0.3901	2480007	1.09	1.1	1
4° Nivel		1048638	0.3507	2990129	1.21	1.2	1
3° Nivel		1128002	0.3872	2913227	0.97	1.0	1
2° Nivel		1202664	0.3320	3622481	1.24	1.1	1
1° Nivel		1263022	0.3316	3808873	1.05	1.1	1
Sótano 1		1293362	0.2131	6069272	1.59	1.3	1
Sótano 2		1302203	0.0395	32967174	5.43	2.3	1
					> 0.70	> 0.80	



Como se aprecia, el cálculo muestra que, la relación entre piso y piso superior indica que ninguna cortante es menor que 0.70. Y en la relación de piso con los 3 niveles superiores indica que ninguna relación se muestra menor a 0.80, por lo tanto la estructura es regular.

Debido a que no presenta irregularidad por rigidez, tampoco presenta irregularidad de rigidez extrema donde los valores límites son 0.60 para la relación del nivel superior y 0.70 para el promedio de los 3 niveles superiores.

B) Irregularidad de resistencia – piso débil y resistencia extrema

Existe esta irregularidad en cualquiera de las direcciones de análisis cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.

Tabla 34

Cálculo de Resistencia por Corte de Entrepiso

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA PISO DEBIL						
CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION X						
Nivel	Direccion de analisis	Posicion	VX kgf	VY kgf	Fuerza cortante en X (Tn)	Vxi/ Vxi+1
Losa de Techo		Bottom	144828	5197	145	-
Terraza		Bottom	481239	14700	481	3.32
9° Nivel		Bottom	772927	22687	773	1.61
8° Nivel		Bottom	1009304	29791	1009	1.31
7° Nivel		Bottom	1209546	35938	1210	1.20
6° Nivel		Bottom	1381847	41113	1382	1.14
5° Nivel	X	Bottom	1531249	45327	1531	1.11
4° Nivel		Bottom	1661129	48611	1661	1.08
3° Nivel		Bottom	1781504	50631	1782	1.07
2° Nivel		Bottom	1891379	52241	1891	1.06
1° Nivel		Bottom	1978630	53126	1979	1.05
Sótano 1		Bottom	2027108	53727	2027	1.02
Sótano 2		Bottom	2048823	53967	2049	1.01
						> 0.80
CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION Y						
Nivel	Direccion de analisis	Posicion	VX kgf	VY kgf	Fuerza cortante en Y (Tn)	Vyi/ Vyi+1
Losa de Techo		Bottom	3458	101561	102	-
Terraza		Bottom	11890	325672	326	3.21
9° Nivel		Bottom	20417	511610	512	1.57
8° Nivel		Bottom	27120	655096	655	1.28
7° Nivel		Bottom	33120	774192	774	1.18
6° Nivel		Bottom	38347	876737	877	1.13
5° Nivel	Y	Bottom	42717	967451	967	1.10
4° Nivel		Bottom	46293	1048638	1049	1.08
3° Nivel		Bottom	49255	1128002	1128	1.08
2° Nivel		Bottom	51549	1202664	1203	1.07
1° Nivel		Bottom	52920	1263022	1263	1.05
Sótano 1		Bottom	53652	1293362	1293	1.02
Sótano 2		Bottom	53967	1302203	1302	1.01
						> 0.80

C) Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad cuando el peso de un entrepiso (peso sísmico) es mayor que 1.5 veces el peso de un entrepiso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos, para este cálculo se obtuvieron los pesos en la azotea y los sótanos, pero no se tendrá en consideración para la comprobación de esta irregularidad.

Tabla 35

Cálculo de Pesos de Entrepiso

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO					
CALCULO DE PESOS DE ENTREPISO					
Nivel	Diafragma	Peso		Peso i / Peso i -1	Peso i / Peso i +1
		kgf	tnf		
Losa de Techo	Losa de techo	580300	580	-	-
Terraza	Terraza	2034311	1454	1.00	-
9° Nivel	D9	3493804	1459	1.04	1.00
8° Nivel	D8	4900168	1406	1.00	0.96
7° Nivel	D7	6305274	1405	1.00	1.00
6° Nivel	D6	7711638	1406	1.00	1.00
5° Nivel	D5	9116149	1405	1.00	1.00
4° Nivel	D4	10522383	1406	0.92	1.00
3° Nivel	D3	12042925	1521	0.92	1.08
2° Nivel	D2	13697917	1655	0.97	1.09
1° Nivel	D1	15409053	1711	1.12	1.03
Sótano 1	S1	16932287	1523	-	0.89
Sótano 2	S2	18828352	1896	-	-
				< 1.50	

El peso P que calcula el programa, es la suma acumulada de todos los pesos de los entrepisos, para calcular el peso de piso se obtiene a través de una diferencia entre el peso superior menos el peso del piso que se está evaluando y con estos pesos recién se procede a calcular la irregularidad.

D) Irregularidad de geometría vertical

La configuración es irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales, es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica a azoteas ni sótanos.

Se realizó la comprobación de geometría vertical en base a las longitudes de las plantas de la estructura en todos los niveles.

Tabla 36

Comprobación de Irregularidad de Geometría Vertical

IRREGULARIDAD DE GEOMETRIA VERTICAL						
Nivel	Longitud		Comprobacion		Factor	
	X	Y	X	Y	X	Y
Losa de Techo	25.55	25.45	NO APLICA POR SER AZOTEA			
Terraza	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
9° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
8° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
7° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
6° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
5° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
4° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
3° Nivel	33.3	40.55	Regular	Regular	1	1
2° Nivel	34.8	43.15	Regular	Regular	1	1
1° Nivel	34.8	43.15	Regular	Regular	1	1
Sótano 1	34.8	43.15	Regular	Regular	1	1
Sótano 2	33.45	40.55	Regular	Regular	1	1

E) Irregularidad de discontinuidad de elementos estructurales

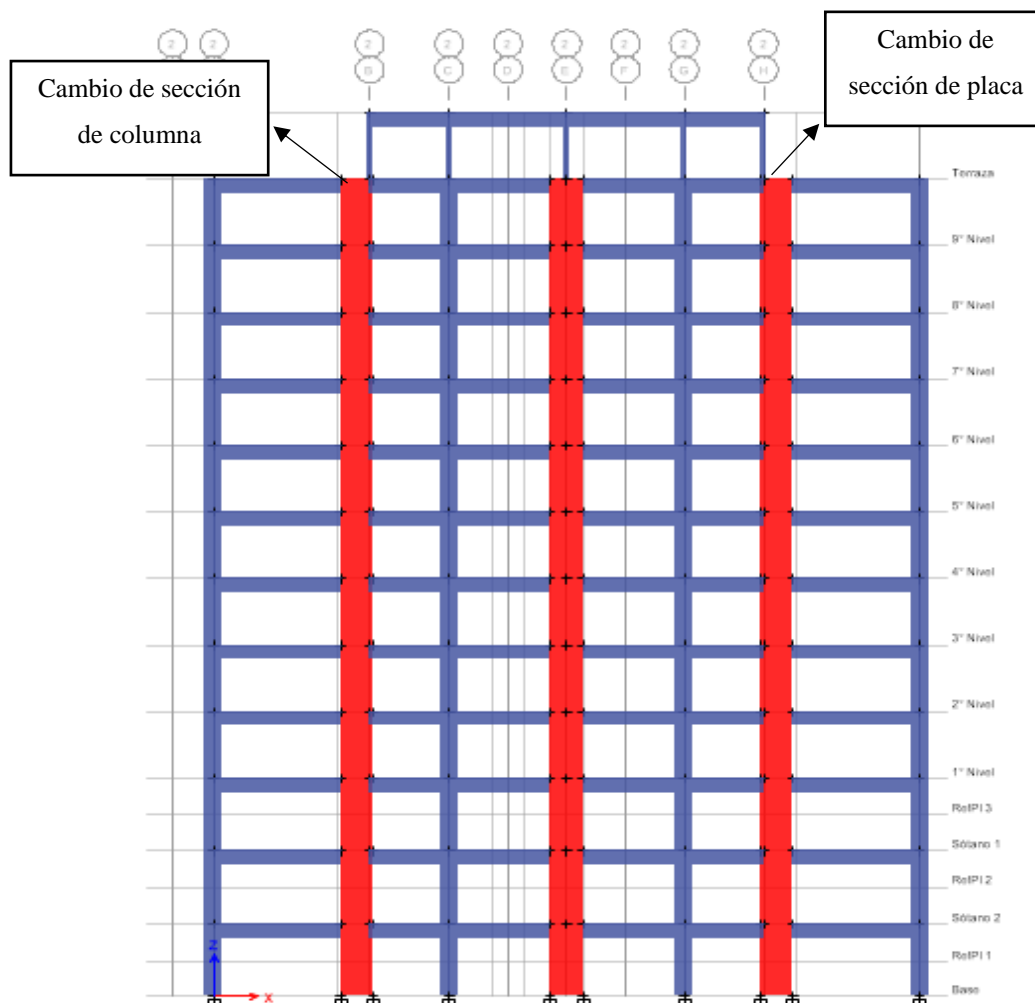
Existe cuando, en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Se cuenta con un cambio de sección en la estructura al llegar al último nivel, donde las columnas circulares de 0.80 m cambia su sección a 0.30 m, pero conservando el eje del elemento.

Existe otro cambio de sección en este caso de placas a columnas circulares donde se tiene un cambio en el eje estructural de 0.60 m y el cambio a columnas circulares de 0.30 m.

Figura 96

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia



Se calculan las fuerzas cortantes en las columnas y se compara que porcentaje asume en relación con la fuerza cortante de entrepiso. Previamente es necesario identificar cuáles son los elementos que cambian de sección:

En las columnas se tiene un cambio en la dimensión de la sección circular de un diámetro de 0.80 m a 0.30 m, pero no cambia la posición del eje principal; las columnas son: C-9, C-10, C-17, C-18 y C-26.

En los muros de corte, cambia de una placa a una columna de diámetro de 0.30 m, cambiando también la posición del eje longitudinal; los muros son: P-1, P-4, P-5, P-6, P-7 y P-8.

Estas nomenclaturas corresponden a la asignación de “Piers” asignadas anteriormente, no representan el tipo de placas o columnas de los planos estructurales.

Tabla 37

Cálculo de Irregularidad de Discontinuidad de Sistemas Resistentes

COLUMNAS						
Elemento	Dimension (m)		Desplazamiento de Eje (m)	Cortante		Porcentaje de Cortante
	X	Y		Elemento (kgf)	Nivel (kgf)	
C-26	0.8	0.8	0	568	144828	0.39%
C-18	0.8	0.8	0	608	144828	0.42%
C-17	0.8	0.8	0	684	144828	0.47%
C-10	0.8	0.8	0	611	144828	0.42%
C-9	0.8	0.8	0	639	144828	0.44%
C-26	0.8	0.8	0	781	144828	0.54%
C-18	0.8	0.8	0	930	144828	0.64%
C-17	0.8	0.8	0	1486	144828	1.03%
C-10	0.8	0.8	0	789	144828	0.54%
C-9	0.8	0.8	0	942	144828	0.65%
						< 10 %
PLACAS						
Elemento	Dimension (m)		Desplazamiento de Eje (m)	Cortante		Porcentaje de Cortante
	X	Y		Elemento (kgf)	Nivel (kgf)	
PLACA - 8	1.5	0.3	0.6	9888.58	144828.3	6.83%
PLACA - 7	1.5	0.3	0.6	10156.76	144828.3	7.01%
PLACA - 6	1.5	0.3	0	5192.99	144828.3	3.59%
PLACA - 5	1.5	0.3	0	5294.37	144828.3	3.66%
PLACA - 4	1.5	0.3	0.6	9821.22	144828.3	6.78%
PLACA - 1	1.5	0.3	0.6	9680.07	144828.3	6.68%
PLACA - 8	1.5	0.3	0.6	6067.1	144828.3	4.19%
PLACA - 7	1.5	0.3	0.6	6180.1	144828.3	4.27%
PLACA - 6	1.5	0.3	0	6337.11	144828.3	4.38%
PLACA - 5	1.5	0.3	0	6345.6	144828.3	4.38%
PLACA - 4	1.5	0.3	0.6	7012.31	144828.3	4.84%
PLACA - 1	1.5	0.3	0.6	6727.88	144828.3	4.65%
						< 10 %

En resumen, se cuenta con las siguientes irregularidades de altura.

Tabla 38

Resumen de Irregularidades en Altura

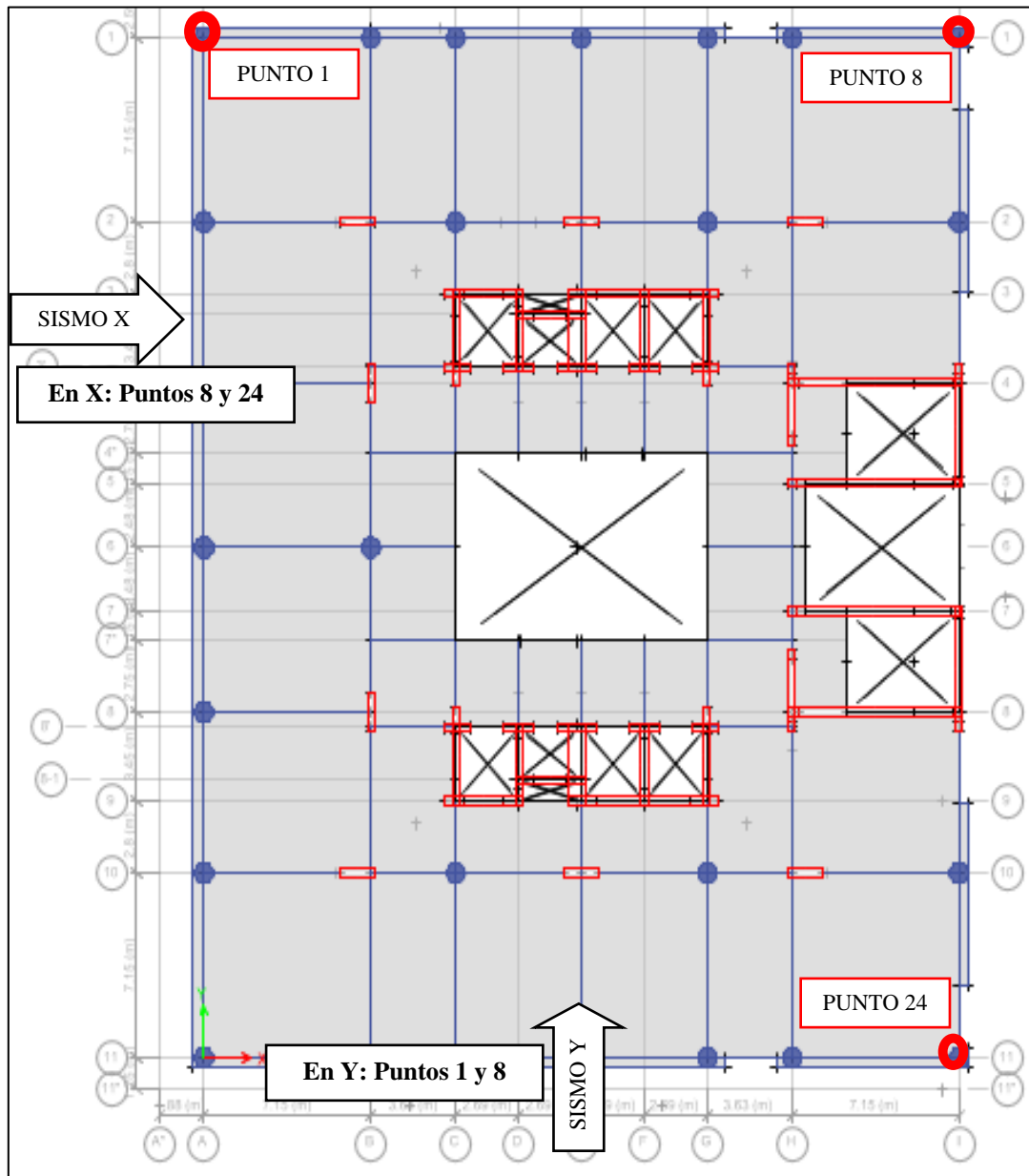
RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA				
Direccion	Irregularidades	Condicion	Iai	Ia
X	Irregularidad de rigidez	Regular	1	1
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad de geometria vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	
Y	Irregularidad de rigidez	Regular	1	1
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad de geometria vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	

3.6.2.2. Irregularidad en planta (I_p)

A) Irregularidad torsional y torsional extrema

Existe irregularidad torsional, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio para el mismo entrepiso, para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

De acuerdo con las especificaciones de la norma, se debe de escoger puntos extremos de la dirección de análisis y sacar un promedio de los desplazamientos en los mismos y compararlo con el máximo desplazamiento del piso.

Figura 97*Determinación de Puntos Extremos de la Edificación*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Este criterio solo aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo es mayor al 50% del permisible por la norma (0.007), por lo que es necesario calcular el desplazamiento de entrepiso y saber si necesitan análisis o no (MVCS, 2018).

Tabla 39

Determinación de Desplazamientos de Entrepiso

CONDICION		
Material Predominante:	Concreto	
Limite para distorsion de entrepiso:	0.007	
Altura de entrepiso (h):	3.25	m
Desplazamiento relativo maximo permisible	2.275	cm
50% Permissible	1.1375	cm

Tabla 40

Determinación de Desplazamientos Relativo y Desplazamiento Elástico

DESPLAZAMIENTOS ETABS			R =	6
Nivel	Direccion de analisis	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elastico (cm)	¿Necesita Analisis?
Losa de Techo		0.0042		
Terraza		0.2483	1.12	No
9° Nivel		0.2768	1.25	Si
8° Nivel		0.3019	1.36	Si
7° Nivel		0.3226	1.45	Si
6° Nivel		0.3374	1.52	Si
5° Nivel	X	0.3465	1.56	Si
4° Nivel		0.3464	1.56	Si
3° Nivel		0.3356	1.51	Si
2° Nivel		0.3151	1.42	Si
1° Nivel		0.3009	1.35	Si
Sótano 1		0.2251	1.01	No
Sótano 2		0.0862	0.39	No
Piso	Direccion de analisis	Desplazamiento relativo promedio cm	Desplazamiento elastico cm	¿Necesita Analisis?
Losa de Techo		-0.318		
Terraza		0.3896	1.75	Si
9° Nivel		0.4265	1.92	Si
8° Nivel		0.4605	2.07	Si
7° Nivel		0.4908	2.21	Si
6° Nivel		0.513	2.31	Si
5° Nivel	Y	0.5303	2.39	Si
4° Nivel		0.5345	2.41	Si
3° Nivel		0.5223	2.35	Si
2° Nivel		0.4933	2.22	Si
1° Nivel		0.4772	2.15	Si
Sótano 1		0.3344	1.50	Si
Sótano 2		0.0535	0.24	No

Como se aprecia la mayoría de los desplazamientos son mayores que el permisible, por lo que, es necesario el análisis de la torsión de entrepiso así que se calculan los desplazamientos de puntos extremos de la edificación y se obtiene los desplazamientos para obtener el promedio.

El desplazamiento relativo promedio es la diferencia entre los desplazamientos de piso a piso:

$$\text{Desplazamiento relativo} = \Delta_{\text{piso } i+1} - \Delta_{\text{piso } i}$$

$$\text{Desplazamiento inelastico} = \Delta_{\text{promedio}} * 0.75 * R_0$$

Tabla 41

Cálculo de Desplazamiento Relativo Promedio en Dirección X

CALCULO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL - DIRECCION X					
Desplazamiento en extremo direccion X				Punto	8
Nivel	UX m	UY m	UZ m	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elastico (cm)
Terraza	0.0323	0.0061	0.0009	0.251	1.13
9° Nivel	0.0298	0.0057	0.0009	0.276	1.24
8° Nivel	0.0271	0.0052	0.0009	0.296	1.33
7° Nivel	0.0241	0.0047	0.0009	0.312	1.40
6° Nivel	0.0210	0.0042	0.0008	0.322	1.45
5° Nivel	0.0178	0.0036	0.0008	0.326	1.47
4° Nivel	0.0145	0.0029	0.0007	0.320	1.44
3° Nivel	0.0113	0.0023	0.0006	0.306	1.38
2° Nivel	0.0082	0.0017	0.0005	0.281	1.26
1° Nivel	0.0054	0.0011	0.0004	0.265	1.19
Sótano 1	0.0028	0.0005	0.0003	0.197	0.89
Sótano 2	0.0008	0.0001	0.0001	0.081	0.36
Desplazamiento en extremo direccion X				Punto	24
Nivel	UX m	UY m	UZ m	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elastico (cm)
Terraza	0.034	0.006	0.001	0.248	1.12
9° Nivel	0.032	0.006	0.001	0.277	1.25
8° Nivel	0.029	0.005	0.001	0.302	1.36
7° Nivel	0.026	0.005	0.001	0.323	1.45
6° Nivel	0.023	0.004	0.001	0.337	1.52
5° Nivel	0.020	0.004	0.001	0.347	1.56
4° Nivel	0.016	0.003	0.001	0.346	1.56
3° Nivel	0.013	0.002	0.001	0.336	1.51
2° Nivel	0.009	0.002	0.001	0.315	1.42
1° Nivel	0.006	0.001	0.000	0.301	1.35
Sótano 1	0.003	0.001	0.000	0.226	1.02
Sótano 2	0.001	0.000	0.000	0.086	0.39

De igual manera, se realiza el cálculo del desplazamiento en la dirección Y, que corresponde a los puntos 1 y 8 del caso de carga sismo en Y.

Tabla 42

Cálculo de Desplazamiento Relativo Promedio en Dirección Y

CALCULO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL - DIRECCION Y					
Desplazamiento en extremo direccion Y				Punto	1
Piso	UX m	UY m	UZ m	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elastico (cm)
Terraza	0.0222	0.0523	0.0009	0.390	1.75
9° Nivel	0.0209	0.0484	0.0009	0.427	1.92
8° Nivel	0.0194	0.0441	0.0009	0.461	2.07
7° Nivel	0.0177	0.0395	0.0008	0.491	2.21
6° Nivel	0.0158	0.0346	0.0008	0.513	2.31
5° Nivel	0.0137	0.0295	0.0007	0.530	2.39
4° Nivel	0.0115	0.0242	0.0006	0.535	2.41
3° Nivel	0.0091	0.0188	0.0006	0.522	2.35
2° Nivel	0.0068	0.0136	0.0005	0.493	2.22
1° Nivel	0.0044	0.0087	0.0004	0.477	2.15
Sótano 1	0.0020	0.0039	0.0002	0.334	1.50
Sótano 2	0.0003	0.0005	0.0001	0.054	0.24
Desplazamiento en extremo direccion Y				Punto	8
Piso	UX m	UY m	UZ m	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elastico (cm)
Terraza	0.0222	0.0295	0.0012	0.268	1.21
9° Nivel	0.0209	0.0268	0.0011	0.281	1.26
8° Nivel	0.0194	0.0240	0.0011	0.292	1.31
7° Nivel	0.0177	0.0211	0.0011	0.301	1.36
6° Nivel	0.0158	0.0180	0.0010	0.306	1.38
5° Nivel	0.0137	0.0150	0.0009	0.304	1.37
4° Nivel	0.0115	0.0119	0.0009	0.293	1.32
3° Nivel	0.0091	0.0090	0.0008	0.271	1.22
2° Nivel	0.0068	0.0063	0.0006	0.241	1.09
1° Nivel	0.0044	0.0039	0.0005	0.209	0.94
Sótano 1	0.0020	0.0018	0.0003	0.146	0.65
Sótano 2	0.0003	0.0004	0.0002	0.036	0.16

Una vez obtenido los desplazamientos promedio de los extremos, la normativa indica que este valor debe de ser comparado con el desplazamiento máximo de entrepiso, calculado inicialmente, es decir:

Tabla 43*Determinación de Irregularidad Torsional*

Determinacion del Factor de Reduccion por Irregularidad Torsional - Direccion X			
Nivel	Desplazamiento elastico maximo de entrepiso (cm)	Desplazamiento elastico promedio de los extremos (cm)	Desp. Max/ Desp. Prom
Terraza	1.12	1.12	0.99
9° Nivel	1.25	1.24	1.00
8° Nivel	1.36	1.35	1.01
7° Nivel	1.45	1.43	1.02
6° Nivel	1.52	1.48	1.02
5° Nivel	1.56	1.51	1.03
4° Nivel	1.56	1.50	1.04
3° Nivel	1.51	1.44	1.05
2° Nivel	1.42	1.34	1.06
1° Nivel	1.35	1.27	1.06
Sótano 1	1.01	0.95	1.07
Sótano 2	0.39	0.37	1.04
			< 1.30
Determinacion del Factor de Reduccion por Irregularidad Torsional - Direccion Y			
Nivel	Desplazamiento elastico maximo de entrepiso cm	Desplazamiento elastico promedio de los extremos cm	Desp. Max/ Desp. Prom
Terraza	1.75	1.48	1.18
9° Nivel	1.92	1.59	1.21
8° Nivel	2.07	1.69	1.22
7° Nivel	2.21	1.78	1.24
6° Nivel	2.31	1.84	1.25
5° Nivel	2.39	1.88	1.27
4° Nivel	2.41	1.86	1.29
3° Nivel	2.35	1.78	1.32
2° Nivel	2.22	1.65	1.34
1° Nivel	2.15	1.54	1.39
Sótano 1	1.50	1.08	1.39
Sótano 2	0.24	0.20	1.20
			< 1.30

Se muestra que, en la dirección de análisis Y, desde el sótano 1 hasta el tercer nivel se presenta una irregularidad torsional. La condición de irregularidad torsional extrema es cuando esta relación de desplazamientos supera el factor de 1.50, como se puede apreciar

el máximo valor calculado es de 1.39, por lo que se asume que no presenta irregularidad torsional extrema.

B) Irregularidad de esquinas entrantes

Existe irregularidad cuando, se cuenta con esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

Se considera esquinas entrantes para aquellos espacios vacíos en los límites de la estructura, pero estos no tienen elementos estructurales de unión, estos se presentan en todos los pisos, en los espacios entre las cajas de escaleras de emergencia.

Tabla 44

Determinación de Irregularidad de Esquinas Entrantes

PISO	Direccion X		Esquina/ Long	Condicion en X	Direccion Y		Esquina/ Longitud
	Esquinas (m)	Longitud (m)			Esquinas (m)	Longitud (m)	
Losa de Techo	0.00	25.55	0.000	Regular	0	25.55	0.000
Terraza	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
9° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
8° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
7° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
6° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
5° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
4° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
3° Nivel	6.55	33.30	0.197	Regular	4.65	40.55	0.115
2° Nivel	0.00	34.80	0.000	Regular	0	43.15	0.000
1° Nivel	0.00	34.80	0.000	Regular	0	43.15	0.000
Sótano 1	0.00	34.80	0.000	Regular	0	43.15	0.000
Sótano 2	6.65	33.45	0.199	Regular	4.65	40.55	0.115
			<u>< 0.20</u>				<u>< 0.20</u>

C) Irregularidad de discontinuidad de diafragma

Existe irregularidad cuando, los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Para la evaluación de la edificación existente, se consideran los espacios vacíos mostrados en la distribución de planta de cada nivel, es decir, el pozo de luz al medio de la edificación en el cual se encuentran las escaleras metálicas, así como también las aberturas generadas por las cajas de ascensores.

Se realizó una medición del área de los espacios vacíos, y la suma por cada nivel; se procedió a comparar con el área bruta de todo el nivel, el cálculo se muestra a continuación:

Tabla 45

Cálculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
PISO	Area de vacios (m2)	Area total de diafragma (m2)	Area vacios/ Area Total
Losa de Techo	114.17	617.05	0.185
Terraza	150.56	1303.65	0.115
9° Nivel	150.56	1304.65	0.115
8° Nivel	150.56	1305.65	0.115
7° Nivel	150.56	1306.65	0.115
6° Nivel	150.56	1307.65	0.115
5° Nivel	150.56	1308.65	0.115
4° Nivel	150.56	1309.65	0.115
3° Nivel	150.56	1427.14	0.105
2° Nivel	150.56	1456.64	0.103
1° Nivel	150.56	1437.34	0.105
Sótano 1	150.56	1317.938	0.114
Sótano 2	162.93	1402.062	0.116
			< 0.50

D) Irregularidad de sistemas no paralelos

Existe irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

Debido a que la estructura presenta ejes rectos, no existe una inclinación mayor a 30° grados sexagesimales, por lo que se asume como regular para ambas direcciones de análisis.

Después de calcular todas las condiciones de irregularidades en planta se tiene el siguiente resumen:

Tabla 46

Irregularidades en Planta

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA				
Dirección	Irregularidades	Condicion	Rpi	Rp
X	Irregularidad torsional	Regular	1	1
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	
Y	Irregularidad torsional	Irregular	0.75	0.75
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	

3.6.2.3. Espectro de respuesta con irregularidades de entrepiso

Una vez obtenido los factores de irregularidad en planta y en altura, se colocan los factores de modificación, en el caso de obtener más de una irregularidad en la misma dirección de análisis, se coloca el menor factor, es decir el más crítico. El cálculo del espectro de respuesta se encuentra en el anexo 4 – Espectros de respuesta de la presente investigación.

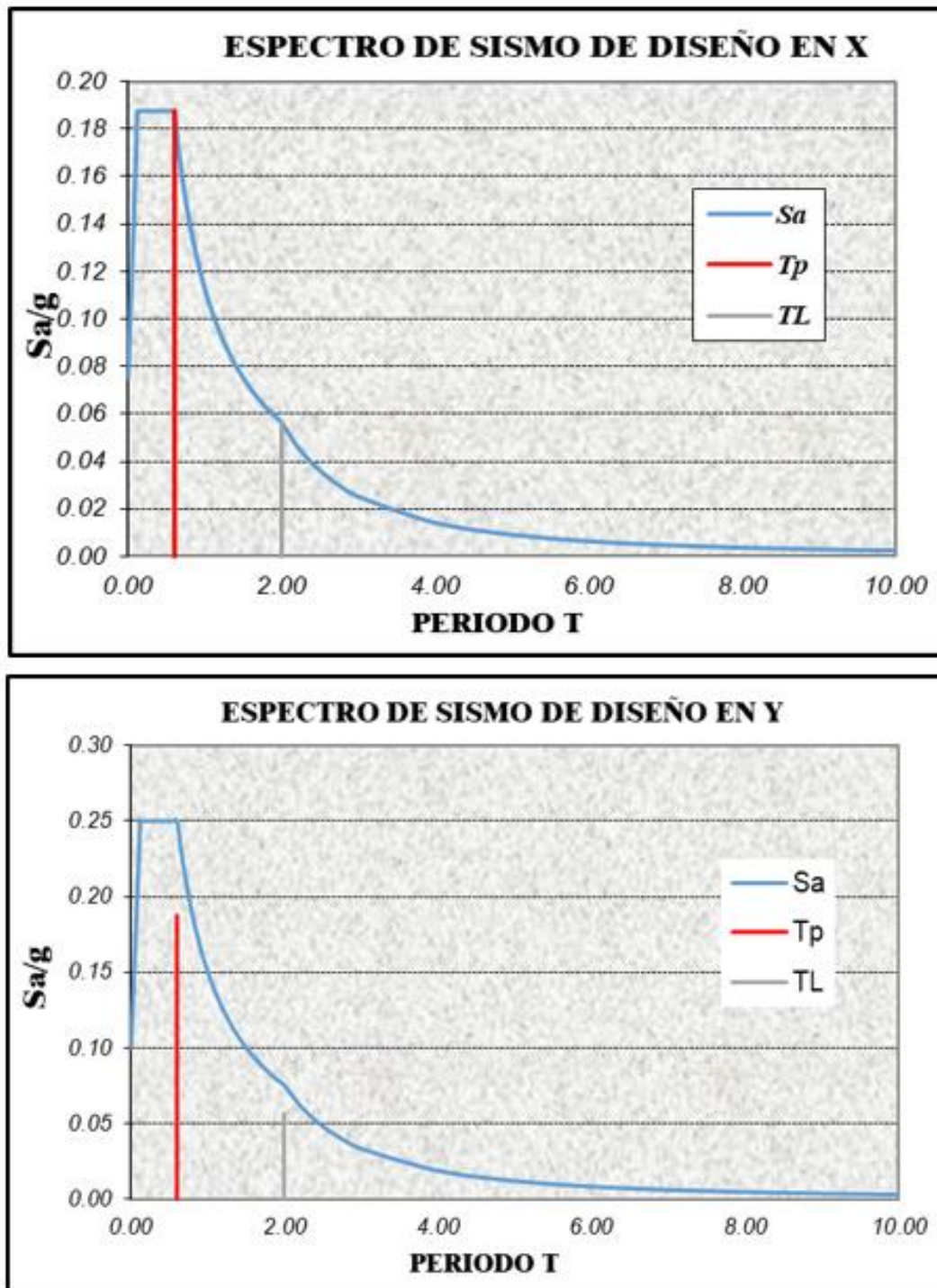
En una edificación de esta categoría “A” no se debe permitir irregularidades, sin embargo, presenta irregularidad en planta por torsión, esto es ocasionado por la gran cantidad de muros de corte (cajas de escaleras) agrupados en el extremo derecho de la edificación, mientras que en el lado opuesto no se encuentra con esta compensación de rigidez.

Al generar los espectros de respuesta, como se define anteriormente se aprecia que el espectro de respuesta en la dirección X con un valor máximo de 0.1875, es menor que el

espectro en dirección Y con un valor máximo de 0.25, esto ocasionado por los factores de modificación de irregularidades; al reducir el factor de reducción basal R_0 , se amplifica la respuesta sísmica de la estructura.

Figura 98

Espectros de Respuesta en Ambas Direcciones de Análisis



3.6.2.4. Sismo estático

3.6.2.4.1. Masa participativa

Para que, el análisis pseudo dinámico modal espectral tenga validez, es necesario tener un mínimo de 90% de masa participativa en los modos de vibración.

Tabla 47

Masa Participativa y Periodos de Vibración

Caso	Modo	Periodo	Sumatoria UX	Sumatoria UY	Sumatoria UZ
		seg	%	%	%
Modal	27	0.031	0.9778	0.9467	0
Modal	28	0.031	0.9778	0.9467	0
Modal	29	0.031	0.9784	0.9467	0
Modal	30	0.031	0.9789	0.9468	0
Modal	31	0.03	0.9791	0.9468	0
Modal	32	0.03	0.9791	0.9587	0
Modal	33	0.029	0.9791	0.9587	0
Modal	34	0.029	0.9791	0.9588	0
Modal	35	0.029	0.9793	0.9592	0
Modal	36	0.029	0.9794	0.9593	0
Modal	37	0.029	0.9794	0.9604	0
Modal	38	0.029	0.9794	0.9604	0
Modal	39	0.029	0.9794	0.9604	0

Como se puede apreciar para el modo de vibración número 39, se logra una masa participativa de 97.94% en dirección X y 96.04% en dirección Y, lo cual cumple con lo estipulado en la NTP E 0.30 en el artículo 29.1.2 donde se indica que en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

3.6.2.4.2. Periodos de vibración.

Ahora, se procede a obtener los periodos de vibración para el cálculo del porcentaje de cortante basal para el sismo estático. El programa muestra un periodo de vibración:

EN DIRECCIÓN X: 0.738 segundos

EN DIRECCIÓN Y: 1.051 segundos

3.6.2.4.3. Coeficiente de cortante basal

Para la generación del sismo estático es necesario calcular el factor de amplificación sísmica, se calcula usando las ecuaciones del artículo 14 de la NTP. E 0.30, además se tiene que tener en consideración que:

El valor de $C/R > 0.110$ de acuerdo al artículo 28.2.2 de la NTP E. 030.

Una vez obtenido el coeficiente de amplificación sísmica, el software necesita del porcentaje de cortante basal, es decir:

$$V = \% \cdot \text{Peso} \qquad V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso}$$

El porcentaje de peso para el sismo estático es:

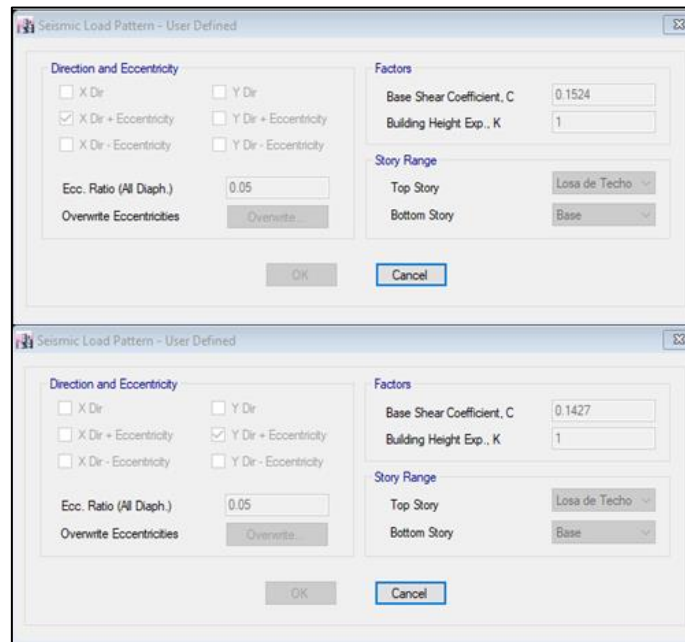
Figura 99

Coeficiente de Cortante Basal de Sismo Estático

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO POR FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES			
CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA: C			
$c = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), c \leq 2.5$	Modo.- Tx = 0.738 seg	↔ C = 2.033	< 2.5
	Modo.- Ty = 1.051 seg	↔ C = 1.427	< 2.5
USAR:	Cx = 2.03	; Cy = 1.43	(de ser mayor tomar el valor límite)
EVALUANDO VALOR: $C/R \geq 0.11$			
0.339 > 0.110	↔ 0.339	Seismic	Seismic
0.317 > 0.110	↔ 0.317	X dir+Ecc	Y dir+Ecc
COEFICIENTE DEL CORTANTE EN LA BASE		0.1524	0.1427

Se obtiene, para el sismo estático en X un valor de 0.1524 o 15.24% del peso de la edificación, mientras que para la dirección Y se obtiene un valor de 0.1427 o 14.27% del peso de la edificación.

Se genera un patrón de carga de sismo estático, denominado SISEST X y SISEST Y, para ambas direcciones de análisis con los porcentajes antes calculados.

Figura 100*Definición de Sismos Estáticos*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.2.5. Derivas de entrepiso

Para el cálculo de las derivas de entrepiso nos basamos en lo estipulado en la NTP E.030 en el artículo 31 donde se indica:

31.1. Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

31.2. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 ni el cortante mínimo en la base en el numeral 29.4.

Basándonos en estos criterios se procede a calcular las derivas máximas de entrepiso para cada dirección de análisis, y se verifica que este valor se multiplique por el 75% del valor de R y así obtener la deriva elástica y este valor deberá ser menor a 0.007 para que cumpla con los requisitos en la normativa E 030. Se recuerda que no se debe modificar los espectros de respuesta con el sismo estático.

Se obtienen del software las máximas derivas de entrepiso para ambas direcciones de análisis, pero estos deben de multiplicar por los factores de 0.75 o 0.85 de R,

recordemos que en dirección X la estructura es regular mientras que en la dirección Y la estructura es irregular.

Tabla 48*Derivas de Entrepiso en Dirección X*

DERIVAS EN X				
Nivel	Deriva	X	Y	Z
		m	m	m
Losa de Techo	0.00075	25.17	32.41	42.5
Terraza	0.00086	32.7	39.94	39.3
9° Nivel	0.00093	32.7	-0.38	36.1
8° Nivel	0.00098	32.7	-0.38	32.9
7° Nivel	0.00102	32.7	-0.38	29.7
6° Nivel	0.00105	32.7	-0.38	26.5
5° Nivel	0.00105	32.7	-0.38	23.3
4° Nivel	0.00102	32.7	-0.38	20.1
3° Nivel	0.00097	-1.88	-1.88	16.9
2° Nivel	0.00088	-1.88	-1.88	13.7
1° Nivel	0.00073	32.7	-0.38	10.5
Sótano 1	0.00054	32.32	0	7
Sótano 2	0.00019	31.59	-1.25	3.5

Tabla 49*Derivas Elásticas de Entrepiso en Dirección Y*

DERIVAS EN Y				
Nivel	Deriva	X	Y	Z
		m	m	m
Losa de Techo	0.00202	7.15	32.41	42.5
Terraza	0.00229	-0.53	-0.38	39.3
9° Nivel	0.00243	-0.53	-0.38	36.1
8° Nivel	0.00254	-0.53	39.94	32.9
7° Nivel	0.00261	-0.53	-0.38	29.7
6° Nivel	0.00264	-0.53	-0.38	26.5
5° Nivel	0.00262	-0.53	-0.38	23.3
4° Nivel	0.00251	0	0	20.1
3° Nivel	0.00243	-1.88	41.04	16.9
2° Nivel	0.00220	-1.88	-1.88	13.7
1° Nivel	0.00180	0	0	10.5
Sótano 1	0.00124	0	0	7
Sótano 2	0.00018	0	-1.25	3.5

Tabla 50

Comprobación de Derivas de Entrepiso

COMPROBACION DE DERIVAS							Ro =	6
Nivel	Direccion X			Direccion Y			Verificacion	Verificacion
	Ro x Ip x Ia	6	Verificacion	Ro x Ip x Ia	4.5	Verificacion		
	Distorcion elastica	Distorcion inelastica	Verificacion	Distorcion elastica	Distorcion inelastica	Verificacion		
Losa de Techo	0.0007	0.0034	OK	0.0020	0.0077	Mal		
Terraza	0.0009	0.0038	OK	0.0023	0.0087	Mal		
9° Nivel	0.0009	0.0042	OK	0.0024	0.0093	Mal		
8° Nivel	0.0010	0.0044	OK	0.0025	0.0097	Mal		
7° Nivel	0.0010	0.0046	OK	0.0026	0.0100	Mal		
6° Nivel	0.0010	0.0047	OK	0.0026	0.0101	Mal		
5° Nivel	0.0010	0.0047	OK	0.0026	0.0100	Mal		
4° Nivel	0.0010	0.0046	OK	0.0025	0.0096	Mal		
3° Nivel	0.0010	0.0044	OK	0.0024	0.0093	Mal		
2° Nivel	0.0009	0.0039	OK	0.0022	0.0084	Mal		
1° Nivel	0.0007	0.0033	OK	0.0018	0.0069	OK		
Sótano 1	0.0005	0.0024	OK	0.0012	0.0047	OK		
Sótano 2	0.0002	0.0009	OK	0.0002	0.0007	OK		
					< 0.007	< 0.007		

3.6.3. Análisis estático no lineal

3.6.3.1. Cortante basal mínima

Para realizar el cálculo del análisis no lineal es necesario contar con las fuerzas o sollicitaciones máximas de los elementos estructurales, entonces es necesario verificar la fuerza cortante mínima según lo estipulado en la NTP E. 030 en el artículo 29.4 en donde se compara las cortantes basales por el caso dinámico y el estático.

Una vez obtenido el cortante estático y dinámico, se verifica que el cortante dinámico tenga por lo menos el 80% del cortante estático, si es regular, y por lo menos el 90% del cortante estático si es irregular, como se muestra a continuación:

Tabla 51

Comparación de Cortantes Dinámicas y Estáticas

COMPARACION DE CORTANTES				
CASO DINAMICO				
Nivel	Sismo	Localizacion	VX kgf	VY kgf
Sótano 2	SISDIN X Max	Top	1454274.33	52727.61
Sótano 2	SISDIN X Max	Bottom	2048822.82	53966.87
Nivel	Sismo	Localizacion	VX kgf	VY kgf
Sótano 2	SISDINY Max	Top	52875.32	1517285.07
Sótano 2	SISDINY Max	Bottom	71960.99	1736276.58
CASO ESTATICO				
Nivel	Sismo	Localizacion	VX kgf	VY kgf
Sótano 2	SISESTX	Top	-2006040.11	-40154.11
Sótano 2	SISESTX	Bottom	-2844976.96	-0.02
Nivel	Sismo	Localizacion	VX kgf	VY kgf
Sótano 2	SISESTY	Top	-7327.61	-2180104.83
Sótano 2	SISESTY	Bottom	-0.0004292	-2663896.14

Tabla 52

Comparación de Cortantes y Factores

COMPARACION ENTRE LAS CORTANTES ESTÁTICA Y DINÁMICA								
						0.8*CE = Regulares 0.9*CE = Irregulares		
Nivel	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.9*CE (Irregular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
Sótano 2	Sismo X	2048.82		2844.98		0.72	2275.98	1.11
Sótano 2	Sismo Y		1736.28		2663.90	0.65	2397.51	1.38

Se recuerda, que en la dirección de análisis “X” es regular, por lo que, el factor de corrección se multiplica por 0.80, mientras que en la dirección “Y” por 0.90 por ser irregular. En un primer cálculo se obtiene que en la dirección de análisis “X” la cortante por el sismo dinámico representa un 72% de la cortante estática y para la dirección de análisis “Y” la cortante por el sismo dinámico representa un 65% de la cortante estática.

Debido a que no se cumplen los criterios exigidos por la normativa NTP E030 “Fuerza cortante mínima” en el artículo 29.4, es necesario calibrar y aumentar la aceleración de la gravedad en los casos de los sismos dinámicos (MVCS, 2018).

Tabla 53

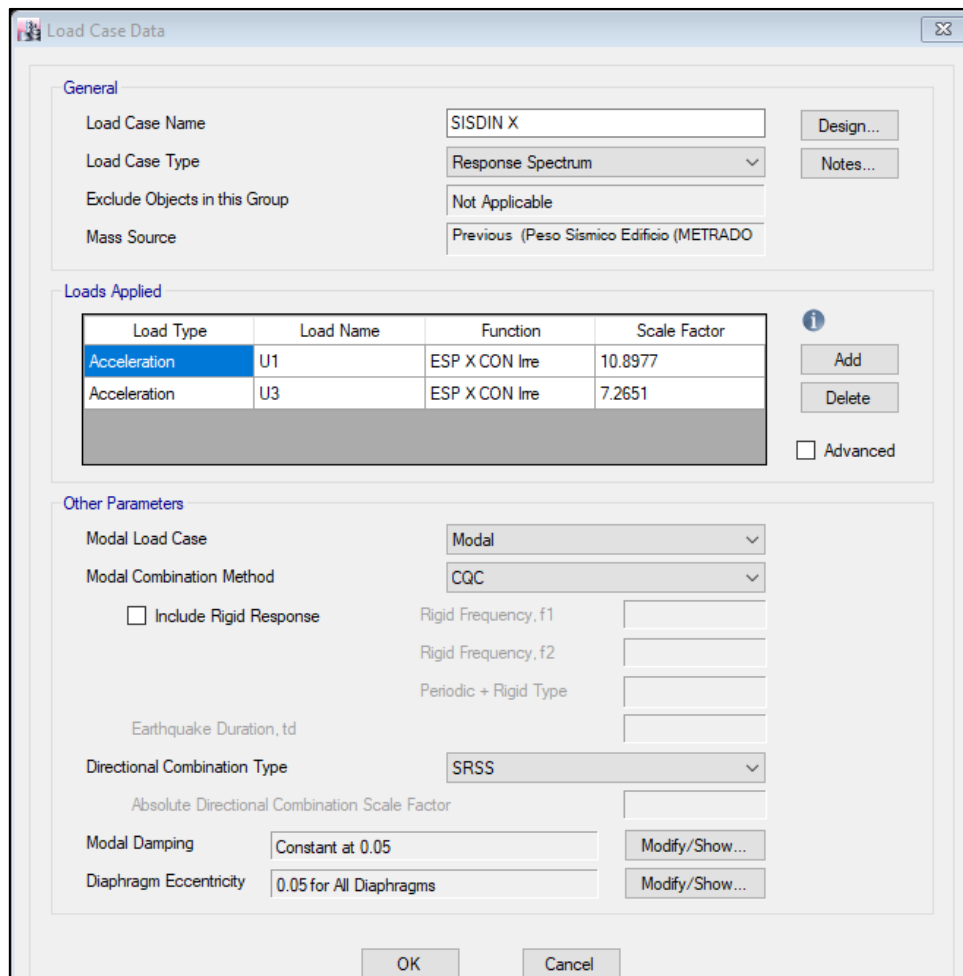
Factor de Calibración de Sismos Dinámicos

SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor Escalar lateral	Factor Escalar ortogonal
X	9.81	1.11	10.90	7.27
Y	9.81	1.38	13.55	9.03

Esta modificación es realizada en el programa, con un factor de escala para la respuesta lateral y un factor para el ortogonal en la dirección Z, que son los 2/3 de la misma fuerza.

Figura 101

Calibración de Sismo Dinámico en X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se mantiene el método de combinación modal de combinación cuadrática completa o CQC, además del valor de la excentricidad accidental definido en el artículo 28.5 de la NTP E.030, donde indica que el valor de excentricidad es del 0.05 (5%) veces el valor de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Figura 102

Calibración de Sismo Dinámico en Y

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESP Y CON lre	13.546
Acceleration	U3	ESP Y CON lre	9.0306

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.3.2. Asignación de rigideces efectivas

A partir de este punto, el cálculo de los diferentes factores con los cuales se realizó el análisis estático no lineal, se apoyó en normativas internacionales, siempre tomando en cuenta las especificaciones que realiza la normativa peruana para reforzar los conocimientos.

La asignación de rigideces efectivas se menciona en el Artículo 10.11 de la NTP E. 060 “Momentos Magnificados”, donde propone unos factores de modificación a las rigideces para comprobar los efectos de esbeltez en las columnas como aplicación de los momentos máximos de segundo orden.

Momentos de inercia:

- Vigas : 0.35 I_g
- Columnas : 0.70 I_g
- Muros no agrietados : 0.70 I_g
- Muros agrietados : 0.35 I_g
- Losas planas sin vigas : 0.25 I_g

Por otro lado, la normativa ASCE/SEI 41-13 (2014) recomienda que, para estructuras existentes se apliquen unos factores de modificación de rigideces en las secciones, que considera el efecto de agrietamiento de los elementos de concreto armado, estos factores son asignados de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 54

Rigideces Efectivas de los Elementos

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

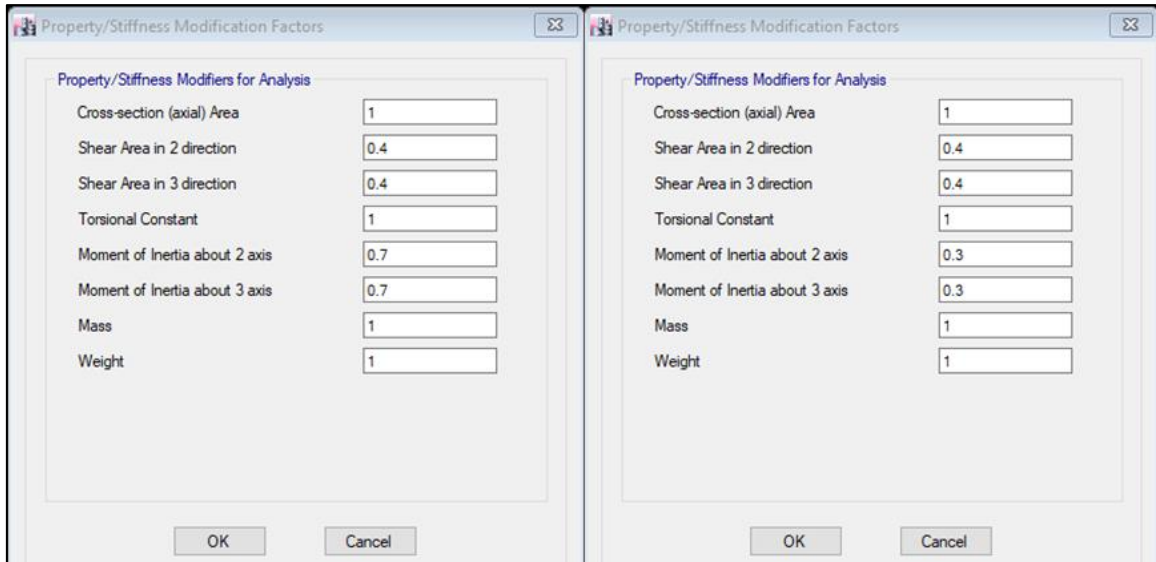
En el programa, se modifica tales valores dentro de la definición de secciones, con el fin de obtener los momentos flectores y cortantes de los elementos estructurales, como se usó

un programa norteamericano, se colocó los valores establecidos por la normativa americana y no con la normativa peruana.

Cabe resaltar, que tal procedimiento se realiza solamente en estructuras ya diseñadas y construidas en el proceso de diseño estos factores se dejaron con un valor de 1.

Figura 103

Asignación de Rigideces Efectivas

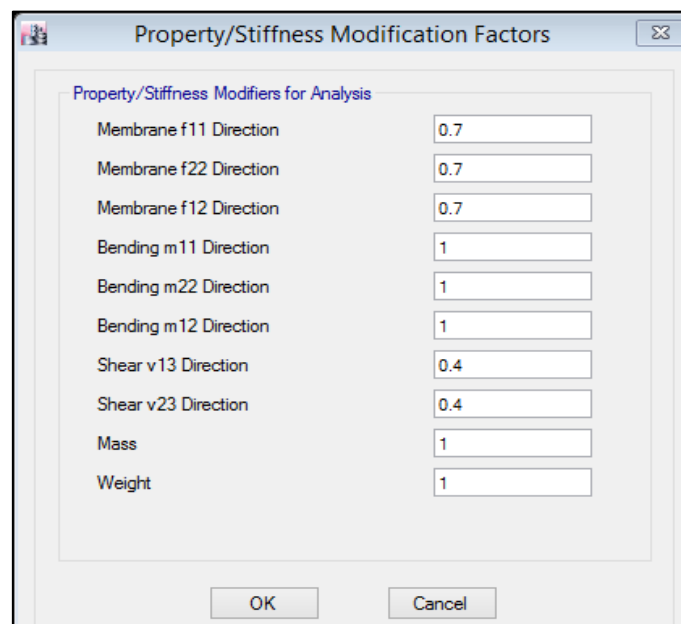


Fuente: Para Vigas la parte de la izquierda y para Columnas la derecha

Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 104

Asignación de Rigideces Efectivas en Muros de Corte



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.3.3. Push Over

3.6.3.3.1. Patrón de carga lateral

La normativa ASCE 41-13 recomienda que, para valores de periodo mayores a 1 segundo, se tiene que generar un patrón de fuerzas laterales en función de las cortantes de entrepiso, para cada dirección de análisis y estos se aplican al centro de masa de cada nivel de entre piso. Como ya fue corregida los valores de la cortante mínima de la edificación, con estos valores se procede a obtener las fuerzas cortantes de entre piso, determinando así un valor de amplificación α , calculado de la siguiente manera.

$$\alpha = \frac{1}{V_{piso\ 1}} \quad F_i = V_{piso\ i} - V_{piso\ i+1} \quad F\ lat_i = F_i * \alpha$$

Tabla 55

Patrón de Cargas Laterales

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Cortante por piso (tnf)	Fi (tnf)	F LATERAL PUSH X
Losa de Techo	160.94	160.94	6.67
Terraza	534.78	373.84	15.49
9° Nivel	858.92	324.14	13.43
8° Nivel	1121.59	262.67	10.89
7° Nivel	1344.11	222.52	9.22
6° Nivel	1535.58	191.47	7.93
5° Nivel	1701.60	166.02	6.88
4° Nivel	1845.93	144.33	5.98
3° Nivel	1979.70	133.77	5.54
2° Nivel	2101.80	122.10	5.06
1° Nivel	2198.75	96.96	4.02
Sótano 1	2252.62	53.87	2.23
Sótano 2	2276.76	24.13	1.00
		$\alpha =$	0.04
PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Cortante por piso (tnf)	Fi (tnf)	F LATERAL PUSH Y
Losa de Techo	187.05	187.05	11.49
Terraza	599.80	412.76	25.35
9° Nivel	942.25	342.45	21.03
8° Nivel	1206.52	264.27	16.23
7° Nivel	1425.86	219.34	13.47
6° Nivel	1614.73	188.86	11.60
5° Nivel	1781.80	167.07	10.26
4° Nivel	1931.32	149.53	9.18
3° Nivel	2077.49	146.17	8.98
2° Nivel	2215.00	137.51	8.45
1° Nivel	2326.16	111.16	6.83
Sótano 1	2382.04	55.88	3.43
Sótano 2	2398.32	16.28	1.00
		$\alpha =$	0.06

Se crean los casos de carga, para ingresar las cargas laterales en el centro de masa para cada dirección de análisis:

Figura 105

Asignación de Patrón de Fuerzas Laterales en la Dirección X

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-m
Losa de Techo	losa de techo	6.67	0	0
Terraza	terrazza	15.49	0	0
9° Nivel	D9	13.43	0	0
8° Nivel	D8	10.89	0	0
7° Nivel	D7	9.22	0	0
6° Nivel	D6	7.93	0	0
5° Nivel	D5	6.88	0	0
4° Nivel	D4	5.98	0	0
3° Nivel	D3	5.54	0	0
2° Nivel	D2	5.06	0	0
1° Nivel	D1	4.02	0	0
Sótano 1	S1	2.23	0	0
Sótano 2	S2	1	0	0

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 106

Asignación de patrón de fuerzas laterales en la dirección

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-m
Losa de Techo	losa de techo	0	11.49	0
Terraza	terrazza	0	25.35	0
9° Nivel	D9	0	21.03	0
8° Nivel	D8	0	16.23	0
7° Nivel	D8	0	13.47	0
6° Nivel	D6	0	11.6	0
5° Nivel	D5	0	10.26	0
4° Nivel	D4	0	9.18	0
3° Nivel	D3	0	8.98	0
2° Nivel	D2	0	8.45	0
1° Nivel	D1	0	6.83	0
Sótano 1	S1	0	3.43	0
Sótano 2	S2	0	1	0

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.3.3.2. Carga gravitacional no lineal (CGNL)

En el Programa, se procedió a colocar los siguientes datos del caso gravitacional no lineal para la estructura, esto define una condición inicial de cargas de gravedad no lineal con el peso símico (Carga muerta + 50% de Carga viva + 25% de Carga de techo) que indica un estado no esforzado.

El análisis Push over comienza a partir de esta condición inicial.

Figura 107

Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV 1	0.5
Load Pattern	CV 2	0.5

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.3.3.3. Casos de carga PUSH OVER (PUSHX y PUSHY)

En el software se procedió a colocar los siguientes datos del caso de respuesta de las fuerzas de Push over.

Se colocaron los siguientes datos del caso de respuesta de las fuerzas de Push over en las 2 direcciones de análisis con el patrón de cargas laterales aplicadas en el centro de masas previamente definidos:

Figura 108*Patrón de Carga Push Over X*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSHX; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Previous.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: CGNL.
- Loads Applied:** A table with one entry: Load Type: Load Pattern, Load Name: Flat X, Scale Factor: 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Flat X	1

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 109*Patrón de Carga Push Over Y*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSHY; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Previous.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: CGNL.
- Loads Applied:** A table with one entry: Load Type: Load Pattern, Load Name: Flat Y, Scale Factor: 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Flat Y	1

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

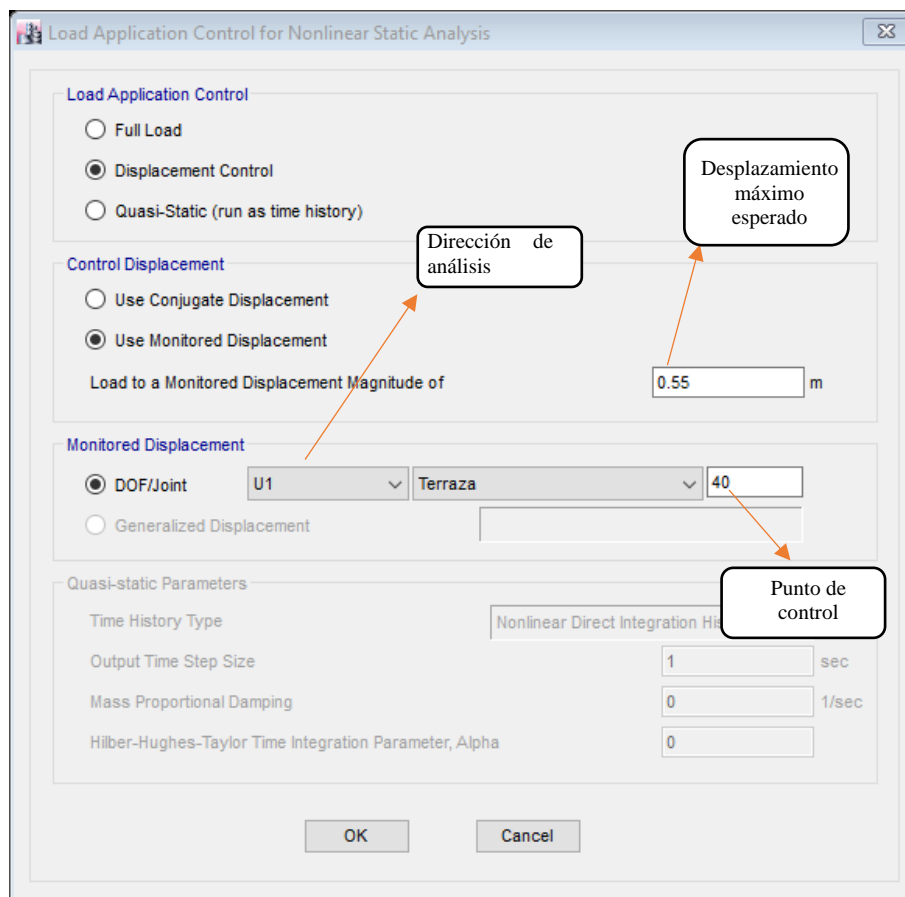
Se dispuso la aplicación del segundo momento o efecto P – Delta o momento de segundo orden para ambos casos de cargas, siendo necesaria e imprescindible de la no linealidad geométrica.

3.6.3.3.4. Definición de punto de control

Para evaluar la capacidad de la estructura en el rango no lineal, es necesario tener un punto de control dentro de la estructura, razón por la cual el punto control fue asignado al centro de rigideces del ultimo nivel, pero la estructura del ultimo nivel no cuenta con una regularidad en planta, como el resto de los pisos, se dispuso colocar el punto control en el décimo nivel; el punto del centro de rigideces es el 40, asignado según nomenclatura del software.

Figura 110

Definición de Punto de Control



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se dispuso de un desplazamiento máximo esperado, aproximadamente el doble del desplazamiento máximo, el cual se obtiene de la multiplicación de la deriva de entrepiso

de 0.007 con la altura total de la edificación que es 39.3 m, este desplazamiento aproximadamente es de 27.5 cm en el último nivel, por lo tanto, se espera que el máximo desplazamiento en el rango no lineal sea de 55 cm, este es un criterio adoptado por los investigadores.

3.6.3.4. Rotulas plásticas

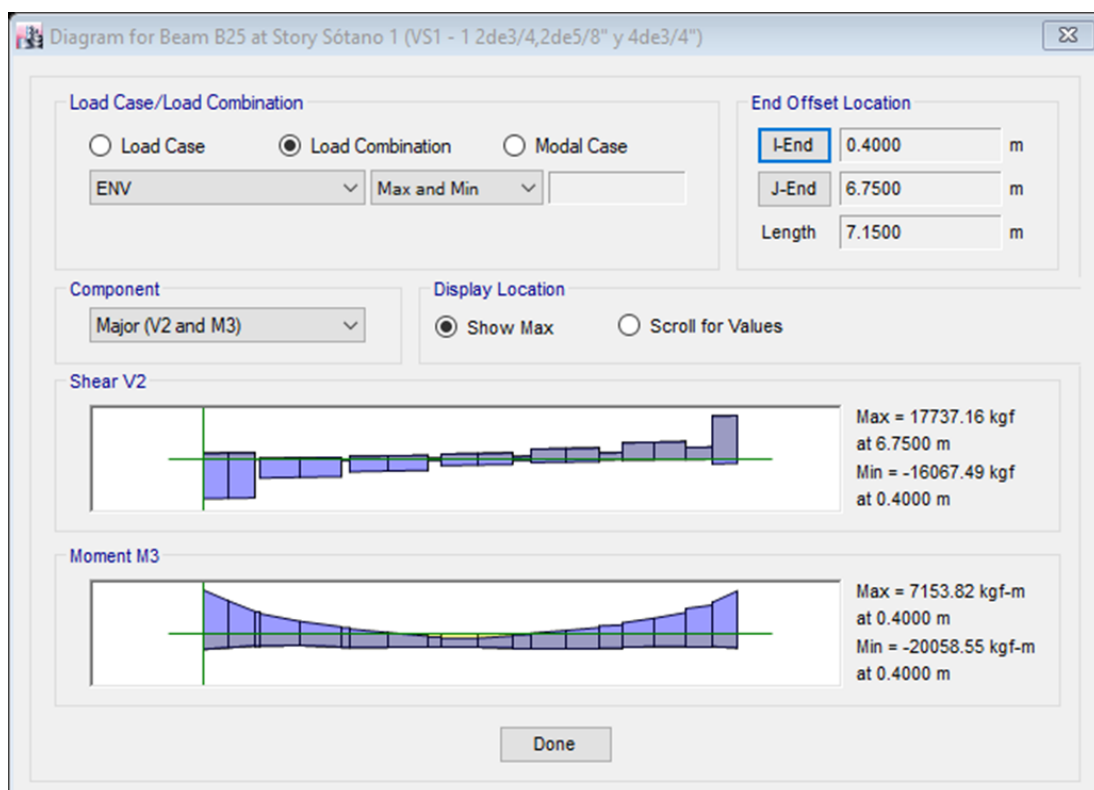
3.6.3.4.1. Modelos de comportamiento para los elementos estructurales

A) Vigas

Se definen las rotulas plásticas por los esfuerzos predominantes en los elementos, en el caso de las vigas los esfuerzos máximos son por flexión, por lo cual se procedió al cálculo de manera manual con las disposiciones especificados en el ASCE/SEI 41-13, donde la fuerza cortante se obtiene del cálculo de las fuerzas actuantes calculadas anteriormente en el análisis lineal, para este análisis se tiene una viga ubicada en el eje A, en el nivel del sótano 2 entre los ejes 1 y 2, donde se muestran los siguientes resultados:

Figura 111

Envolvente de Solicitaciones de Viga



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se conto con los datos geométricos de la viga, así como la cantidad de acero de refuerzo propuesto en el diseño de la estructura, es necesario tener datos como las características de los materiales.

Tabla 56*Distribución de Acero*

ACERO		
	Cantidad	Diametro
As	4	3/4
As'	2	5/8
	2	3/4

Tabla 57*Característica de la Viga y los Materiales*

CARACTERISTICAS DE LA VIGA			
DATOS GEOMETRICOS		DATOS PARTICULARES	
b(cm)=	30	ϵ_{cu} =	0.003
h(cm)=	70	As(cm ²)=	11.36
d'(cm)=	5	ϵ_y =	0.0020
d(cm)=	65	As'(cm ²)=	9.66
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
f'c(kg/cm ²)=	210	Ec(kg/cm ²)=	218820
fy(kg/cm ²)=	4200	n=	9.60
Es(kg/cm ²)=	2100000	Asmin(cm ²)=	6.50
β_1 =	0.85	1.05-f'c/1400	0.90
$0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05 - f'c/1400)$		0.9	

Se procedió al cálculo de las cuantías balanceada, de la cuantía de tracción y de la cuantía de compresión, para que de esta manera se obtenga el primer dato de entrada para la utilización de las tablas de la normativa ASCE/SEI 41-13, el cálculo se realizó de la siguiente manera.

Tabla 58

Cálculo de Cuantías de la Viga

Determinacion de Cuantías Balanceadas, Compresion y Traccion		
fb(kg/cm2)= 6000 Esfuerzo ultimo del acero de refuerzo		
Balanceada	En traccion	En compresion
$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right)$	$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d}$	$\rho' := \frac{A's}{b \cdot d}$
$\rho_b = 0.021$	$\rho = 0.006$	$\rho' = 0.005$
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.041$		

El valor de 0.041, es un primer parámetro que se necesita para utilizar la tabla propuesta por el ASCE 41-13 mostrado en el anexo 6 de la presente investigación.

Seguidamente, se tiene que verificar que el refuerzo transversal es conforme (C) o no conforme (NC), esto está en función de la separación y área de refuerzo de corte (estribos) así como de la fuerza cortante de la sección y la fuerza actuante en la viga, se realizó el cálculo de la siguiente manera:

Tabla 59

Calculo de Acero en Corte y Fuerza Cortante

ACERO EN CORTE			FUERZA CORTANTE		
	Separacion (cm)	Diametro (Pulg)	Area (cm ²)	$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} =$	
A _v	15	3/8	1.420	25844	kgf
				25.844	tnf
				Fuerza Actuante (V_{cal})	17737 kgf

Tabla 60

Verificación Conforme o No Conforme del Refuerzo Transversal

Verificacion	$sep \leq \frac{d}{3}$	d/3 21.67	$\frac{V_{ACT}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} =$	F.C 1.193
	$V_s > \frac{3}{4} V_{cal}$	3/4 V_{cal} 13302.87		Resultado 2.367

Después, es necesario calcular los valores de a, b y c así como los valores de IO, LS y CP para el elemento, estos resultados muestran la relación entre los valores de las rotaciones de fluencia y ultima de la sección, no indican los valores de las rotaciones, sino que, con la ayuda de las tablas se obtienen, mediante una interpolación de los valores limites los valores de a, b y c de la sección, los valores de IO, LS y CP son obtenidos mediante las relaciones de curvatura. Estos valores son esenciales para graficar el diagrama momento – rotación de las secciones.

Figura 112

Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Positivo

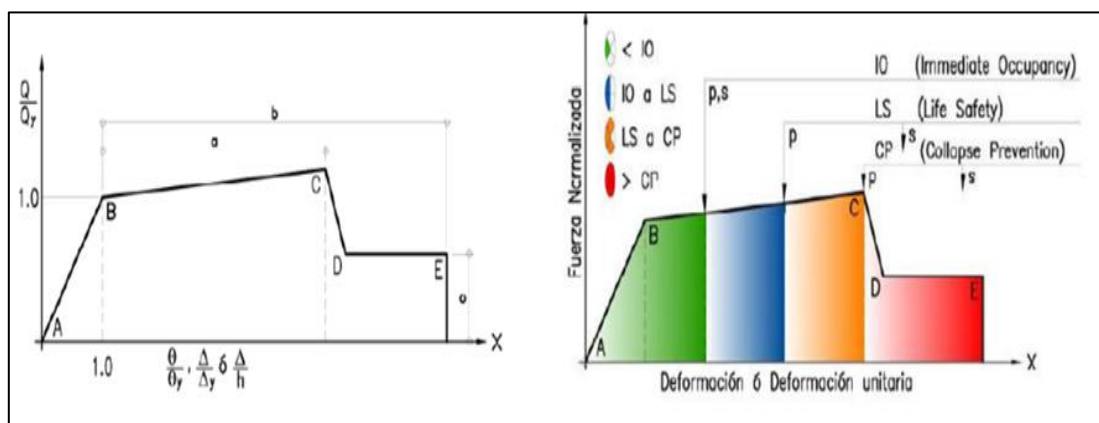
Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Figura 113

Diagrama Momento Rotación Según ASCE/SEI



Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Tabla 61

Obtención de Parámetros de Curvatura

	Cuantías	a	b	c	IO	LS	CP
Limite superior	0	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
Valor	0.04	0.02459	0.04836	0.20000	0.00959	0.02459	0.04836
Limite inferior	0.5	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

Como no se cuenta con los valores propuestos se tendrá que realizar una interpolación, estos valores se ingresan en la definición de la rótula plástica para la viga VS1 -1,2 en el extremo derecho para la fuerza cortante de 17737 kgf.

La curvatura se realiza para los momentos en sentido horario y antihorario, para evaluar su comportamiento, es por eso que, se tendrá que realizar también el cálculo para la fibra opuesta a la viga, es decir que se asumirá un comportamiento en compresión para la fibra inferior y tracción para la fibra superior, se cambian los valores del acero de refuerzo a compresión con los valores de acero de tracción, para el cálculo de la rótula plástica.

Tabla 62

Cálculo de Valores de Rotula para Momento Negativo

Determinacion de Cuantías Balanceadas, Compresion y Traccion			
	fb(kg/cm2)=	6000	Esfuerzo ultimo del acero de refuerzo
Balanceada		En traccion	En compresion
$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right)$		$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d}$	$\rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d}$
$\rho_b =$	0.028	$\rho =$	0.005
		$\rho' =$	0.006
		$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} =$	-0.036

El valor de - 0.036, es un primer parámetro que se necesita para utilizar la tabla propuesta por el ASCE/SEI 41-13 mostrado en el anexo 6 de la presente investigación. Se asumirá un valor de 0.0.

De acuerdo al cálculo anterior, se continua con la misma distribución de acero en corte por lo tanto se toma los valores de la sección “conforme” (C) y con una cortante < 3 , por lo que se toman los siguientes valores de la tabla.

Como, se tiene que el primer valor es menor a 0, entonces existe un solo caso, mostrado en la figura 114, por lo que, no es necesario realizar la interpolación, así que, se asumirá los siguientes valores:

Figura 114

Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Negativo

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los resultados de los parámetros para definir la rótula plástica en momentos negativos se tendrá los siguientes resultados:

Cuantías	a	b	c	IO	LS	CP
0	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05

Los resultados de estos valores, se comprobarán asignando de manera automática en el programa con los datos de fuerza cortante y con la relación de cuantía de la siguiente manera:

Figura 115*Asignación Automática de Rotula Plástica*

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

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

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo
 User Value V2 17737 kgf

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value (for positive bending) 0.041

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

OK Cancel

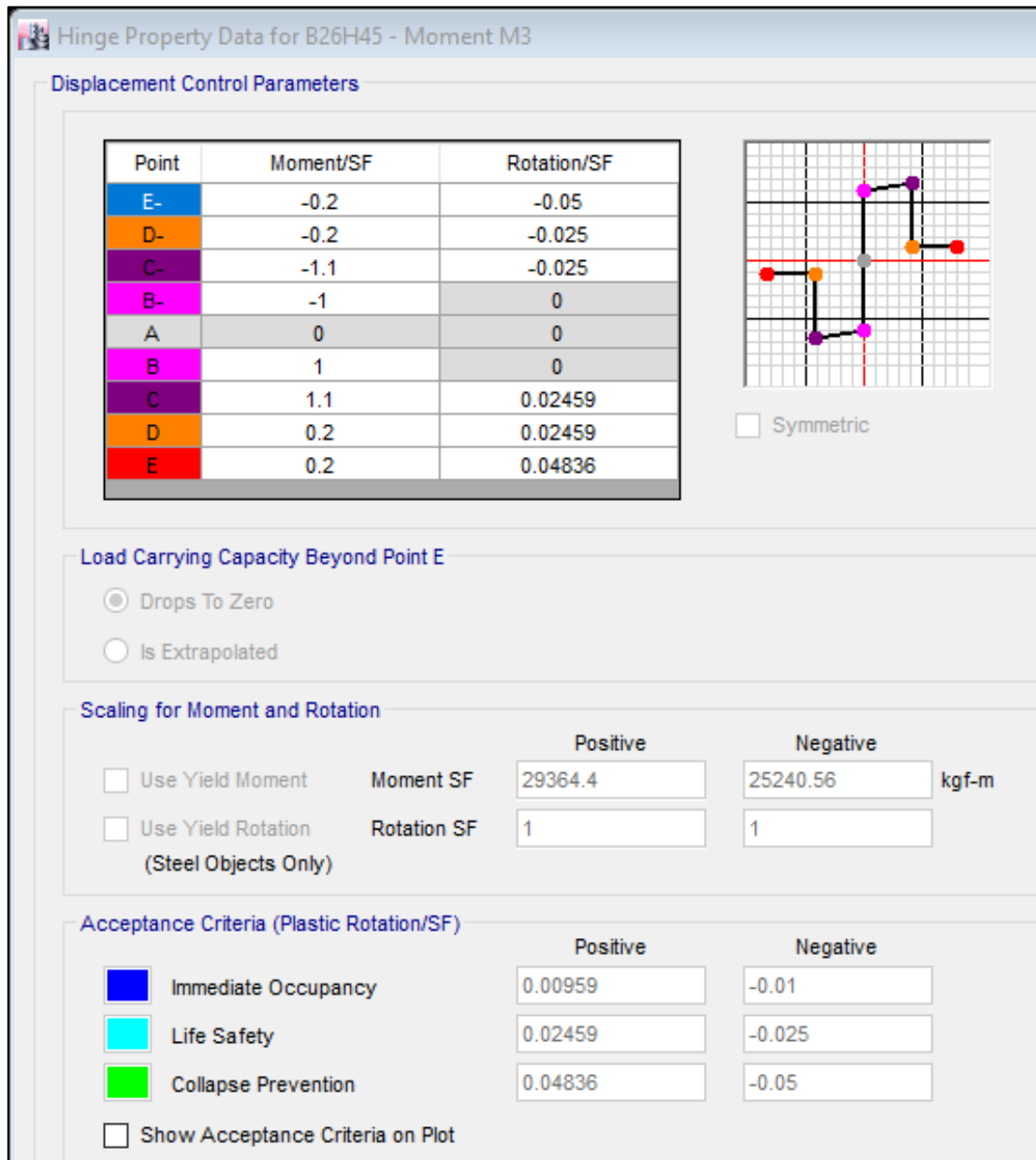
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

En la figura 116, se muestra los parámetros asignados por el software en función del acero de refuerzo, que se calculó al momento de definir la sección de la viga para el análisis lineal, se puede apreciar que los valores de las rotaciones son exactamente iguales a los calculados manualmente, así como también los valores de los criterios de aceptación IO, LS y CP.

El valor de 29364.4 kgf-m corresponde al momento de fluencia positivo ($AS = 11.36 \text{ cm}^2$), tal como muestra el cálculo realizado en el anexo 7 de la presente investigación, y el valor de 25240.56 kg-m al momento de fluencia negativo ($AS = 9.66 \text{ cm}^2$). El momento último, definido por el punto C, se toma como 1.10 veces el momento de fluencia. Los valores de a, b y c de la tabla 10-7 definen los puntos C, D y E.

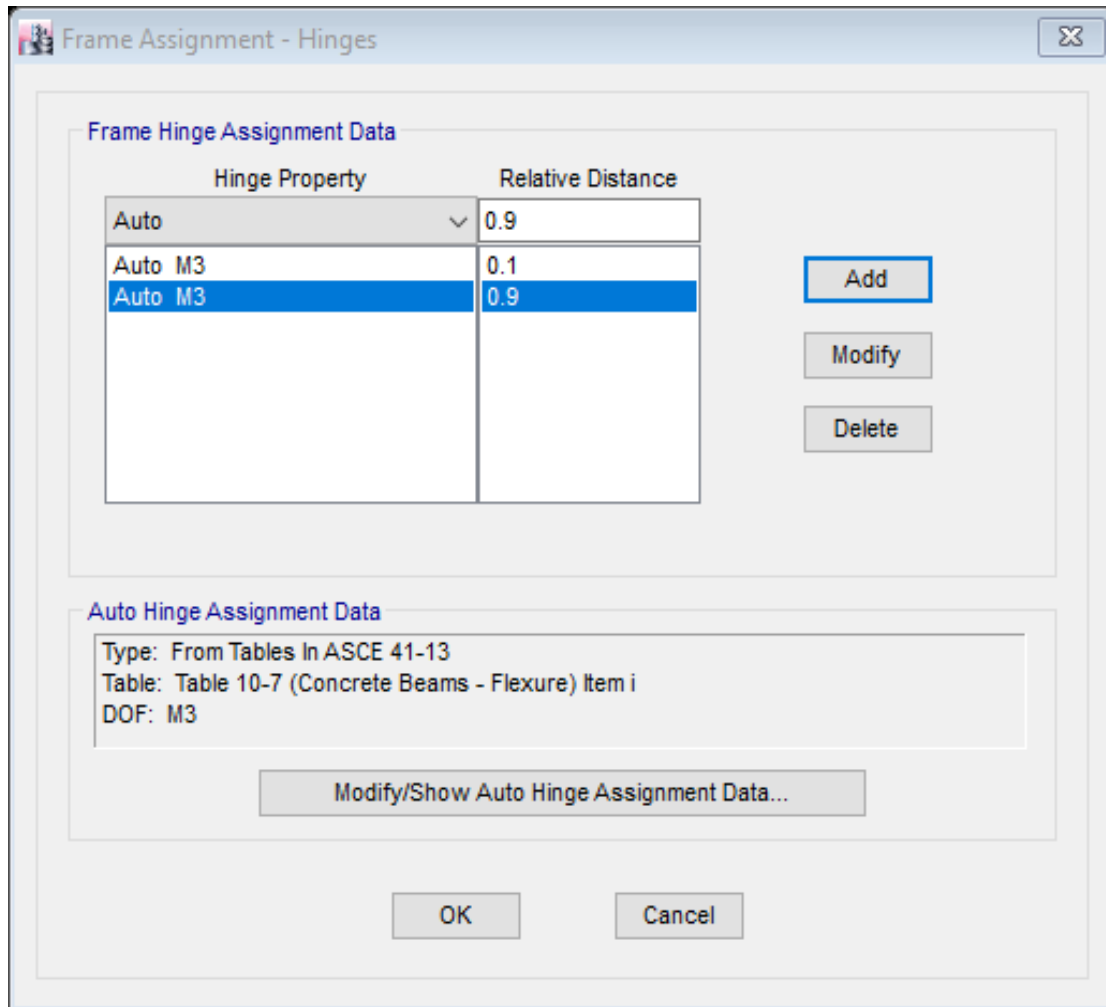
Figura 116

Diagrama Momento – Rotación en Vigas



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se realizó esta asignación para cada extremo de cada viga controlada por flexión, para cada elemento tipo viga y en cada extremo de la misma. La distancia de longitud plástica de las rotulas plásticas en vigas se calcularon a una distancia de 0.1 y 0.9 del peralte efectivo “d”, los autores (Park & Paulay, 1975) recomiendan una longitud de 0.4 a 0.5 veces “d”, pero al asignar también brazos rígidos entre los elementos lineales también de 0.5 veces “d” suman una distancia de 0.1 y 0.9.

Figura 117*Asignación de Longitud Plástica*

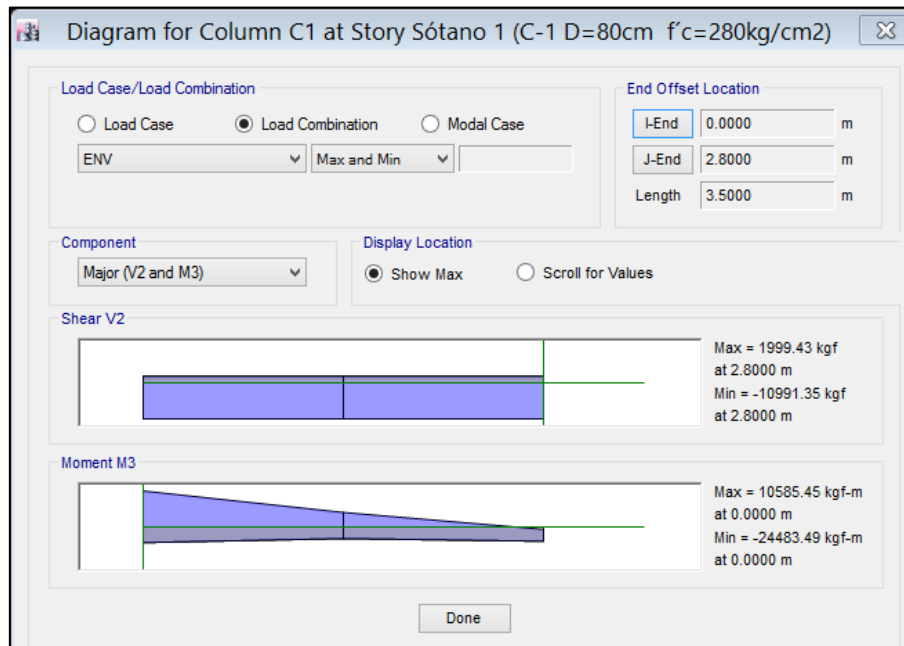
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

B) Columnas

Las rotulas plásticas en los elementos estructurales de columnas se definen usando la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, serán por flexo compresión y deformación controlada debido a que las cargas actuantes sobre la columna se encuentran en la zona por debajo del punto de falla balanceada como se muestra a continuación, el cálculo se realizó para la columna con mayor área tributaria en la estructura cuyos valores o fuerzas cortantes son los más altos dentro de toda la edificación.

Figura 118

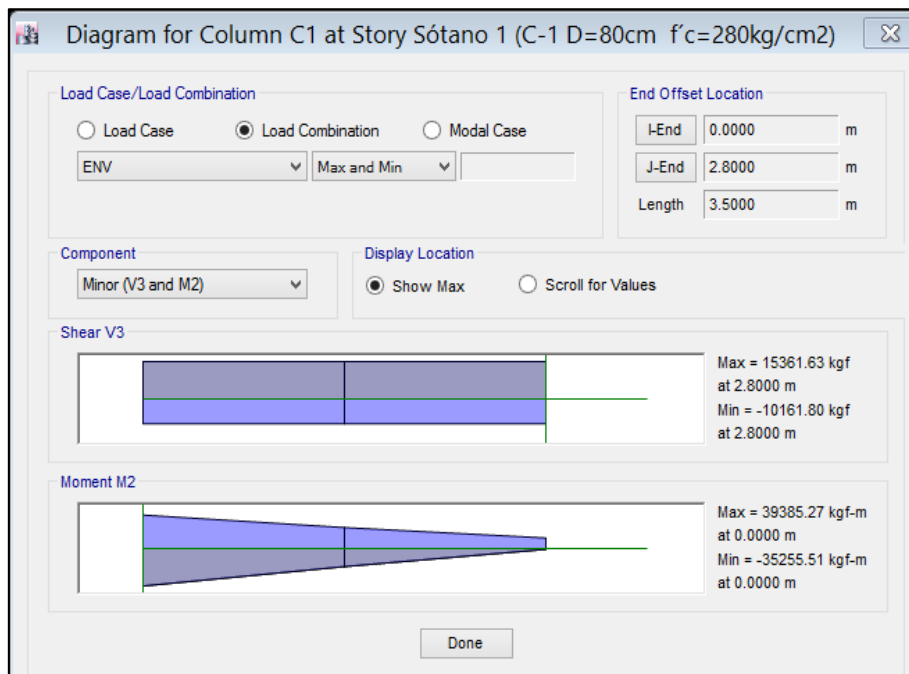
Obtención de Fuerza Cortante V2 y Momento Flector M3 en Columnas



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 119

Obtención de Fuerza Cortante V3 y Momento Flector M2 en Columnas



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Así como se procedió con las vigas, de la misma manera se realizó los cálculos de los parámetros de la rótula plástica para la columna, en primer lugar, tendremos que obtener

las fuerzas cortantes en ambas direcciones V2 y V3, así como las características geométricas y el acero de refuerzo en la sección.

Tabla 63

Cálculo de Cuantía Transversal en Columna

CARACTERISTICAS DE LA VIGA			
DATOS GEOMETRICOS		DATOS PARTICULARES	
Columna circular		$\epsilon_{cu} =$	0.003
Diametro(cm)=	80	$A_s(\text{cm}^2) =$	51
$d'(\text{cm}) =$	5	$\epsilon_y =$	0.0020
$d(\text{cm}) =$	75	Area Seccion	0.503
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f_c(\text{kg/cm}^2) =$	280	$E_c(\text{kg/cm}^2) =$	250998
$f_y(\text{kg/cm}^2) =$	4200	$n =$	8.37
$E_s(\text{kg/cm}^2) =$	2100000	$A_{smin}(\text{cm}^2) =$	20.00
$\beta_1 =$	0.85		

Tabla 64

Calculo Fuerzas Cortantes y Actuantes

ACERO			
	Cantidad	Diametro	
A_s	10	1	
FUERZAS CORTANTES			
	Fuerza de corte		
V2	10.991	tnf	
V3	15.361	tnf	
ACERO EN CORTE			
	Separacion cm	Diametro	Area (A_v)
A_v	15	3/8	1.420
FUERZA CORTANTE			
$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep}$		29820	kgf
		29.820	tnf
	$\rho = \frac{A_v}{b \cdot s}$	0.0012	

Una vez obtenido la cuantía en la columna circular, se procede a calcular si el refuerzo de corte es conforme o no conforme, de igual manera esta comprobación se encuentra en términos del refuerzo a cortante (estribos), de la siguiente manera:

Tabla 65

Verificación de Conformidad de la Sección

Verificación V2	$sep \leq \frac{d}{3}$	d/3	Condicion
		25.00	Conforme
	$V_s > \frac{3}{4} V_{cal}$	3/4 Vcal	Condicion
		8.24325	Conforme
Verificación V3	$sep \leq \frac{d}{3}$	d/3	Condicion
		25.00	Conforme
	$sep \leq \frac{d}{3}$	3/4 Vcal	Condicion
		11.52075	Conforme

Tabla 66

Calcular la Fuerza Cortante Ejercida en Ambas Direcciones de Análisis

Calculo de Fuerza Cortante en X-X			
$\frac{V_2}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} =$	V =	0.413	≤ 3
Calculo de Fuerza Cortante en Y-Y			
$\frac{V_3}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} =$	V =	0.577	≤ 3

La ductilidad de un elemento sometido a flexo compresión, es función de la carga axial actuante, por lo tanto, los parámetros de modelación (a, b y c) y los criterios de aceptación (IO, LS y CP) se obtiene interpolando diferentes niveles de carga axial de la siguiente manera:

Tabla 67

Carga Axial en Columnas

	Carga axial	% de carga
P1=	140.743	0.10* Ag* fc
P2=	211.115	0.20* Ag* fc
P3=	281.487	0.30* Ag* fc
P4=	351.858	0.40* Ag* fc
P5=	422.230	0.50* Ag* fc
P6=	492.602	0.60* Ag* fc
P7=	562.973	0.70* Ag* fc

Se calcularán las rotulas plásticas de las columnas en solo 2 casos de carga axial, cuando este representa el 10% y 70% como valor mínimo y máximo para la carga axial, obteniéndose los siguientes valores.

Tabla 68

Obtención de Parámetros de Rotula Plástica

Determinacion de carga axial P1=0.1*Ag*fc				P1	=	140.743	Tnf
	Cuantia	a	b	c	IO	LS	CP
Limite superior	0.006	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
Valor	0.00120	0.01455	0.01811	0.20000	0.00500	0.01445	0.01811
Limite inferior	0.0005	0.012	0.012	0.2	0.005	0.01	0.012
Determinacion de carga axial P7=0.7*Ag*fc				P7	=	562.973	Tnf
	Cuantia	a	b	c	IO	LS	CP
Limite superior	0.006	0.010	0.010	0.000	0.003	0.009	0.010
Valor	0.0012	0.0048	0.0048	0.0000	0.0021	0.0038	0.0048
Limite inferior	0.0005	0.0040	0.0040	0.0000	0.0020	0.0030	0.0040

Figura 120

Obtención de Relaciones de Curvatura Momento para Columna

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ²								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	≤ 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	≤ 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ²								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition ii. ²								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

De igual manera que lo calculado en las vigas, se procede a interpolar los valores en función de la cuantía de la sección, así como del valor de las fuerzas axiales de la columna.

Ahora, se asigna automáticamente las rotulas en el programa, para la comprobación de estos valores obtenidos de las tablas.

En la figura 121, se muestra el proceso de asignación de las rotulas para las columnas, en primer lugar, se colocan los 2 valores de carga axial que representa el 10% y 70% del área de la sección, luego se colocan los valores de los cortes, obtenidos de las envolventes y finalmente el valor de la relación de las cuantías calculados previamente.

Figura 121

Asignación de Fuerza Axial al 10% y 70% de la Columna

This Number of Axial Force Values Is Specified

Number of Axial Forces: 2

Axial Force Data

	Force kgf
1	-562973.4
2	-140743.35

Order Rows

OK

Cancel

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 122

Asignación de Cortantes y Cuantías para Rotula Plástica en Columnas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

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

Degree of Freedom:

- M2
- M3
- M2-M3
- P-M2
- P-M3
- P-M2-M3
- Parametric P-M2-M3

P and V Values From:

- Case/Combo
- User Value

V2: 10991 kgf V3: 15361 kgf

Concrete Column Failure Condition:

- Condition i - Flexure
- Condition ii - Flexure/Shear
- Condition iii - Shear
- Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:

- From Current Design
- User Value: 0.0012

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

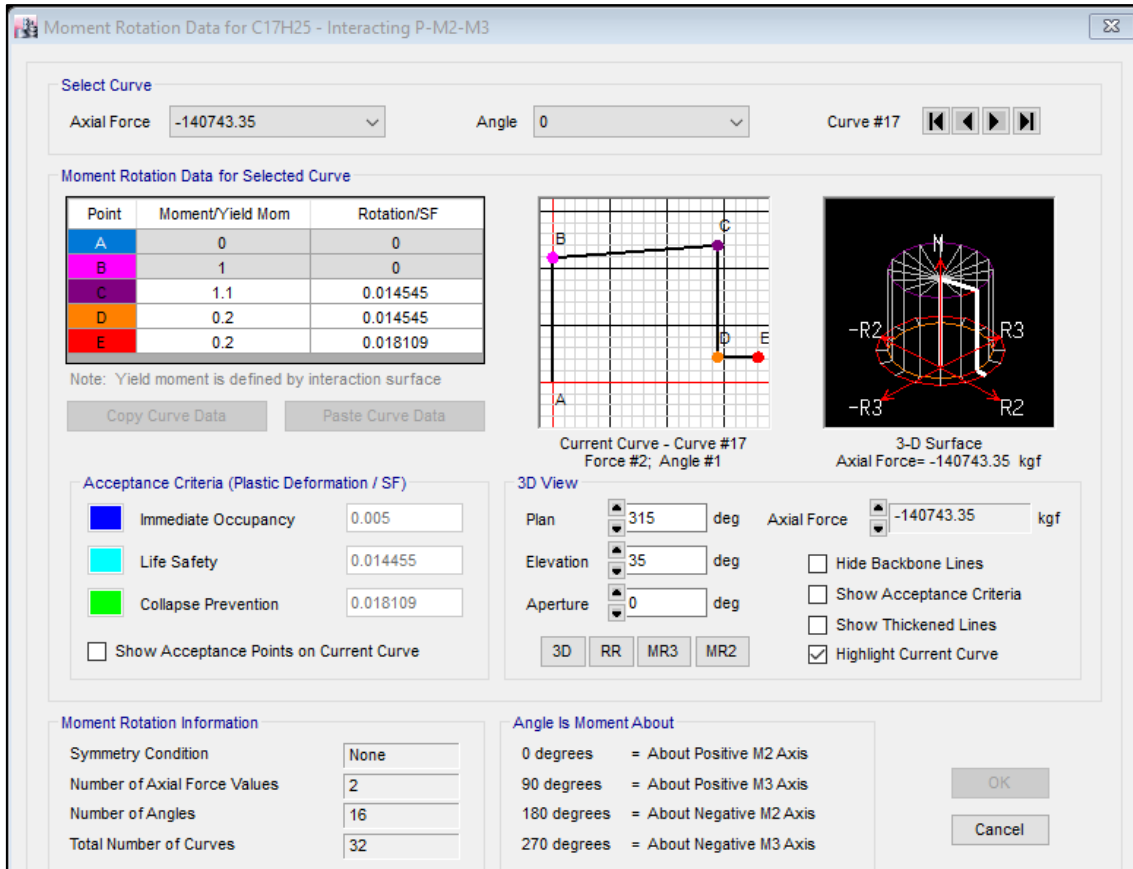
OK Cancel

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

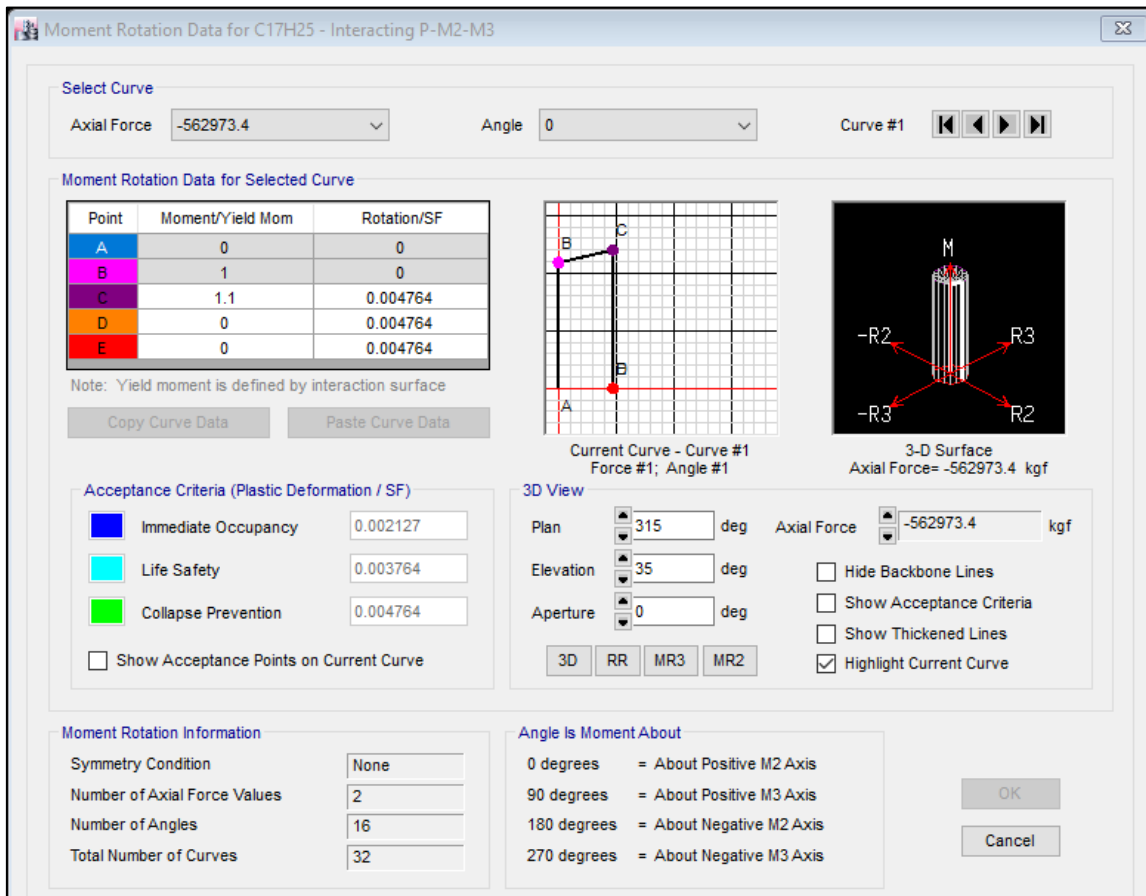
Una vez asignados estos valores, se procederá a generar los valores de los parámetros de la rotación, donde se comprueba que son exactamente iguales a los que se calcularon manualmente para cada carga axial de la columna, como se muestra a continuación:

Figura 123

Diagrama Momento - Rotación en Columnas al 10%



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 124*Diagrama Momento - Rotación en Columnas al 70%*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

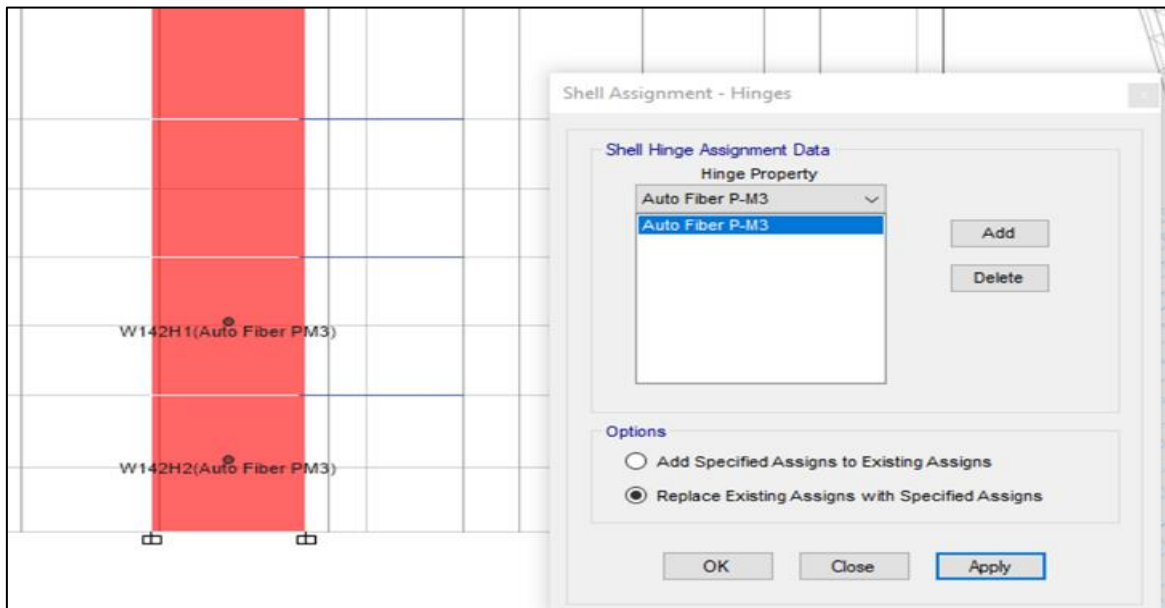
Se realizó el mismo procedimiento para las demás columnas por nivel y por tipo de columna identificado.

C) Muros estructurales

Para la asignación de las rotulas plásticas en los muros de corte, se realizó una idealización por fibras, que depende de la distribución de acero de refuerzo dentro del muro, el programa realiza una idealización de la ubicación de la rótula plástica que depende de estos parámetros.

Figura 125

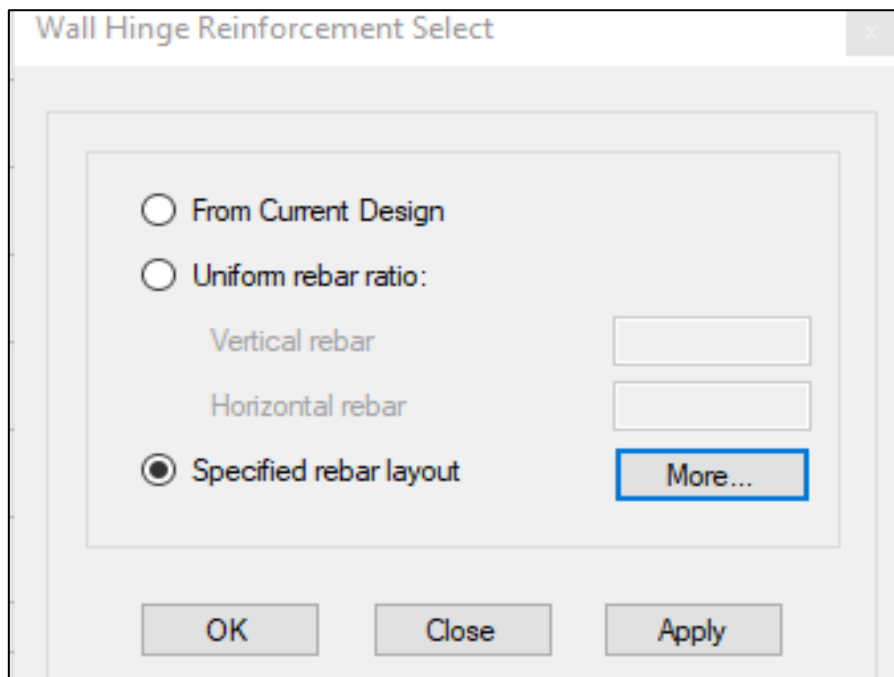
Asignación de rotulas plásticas en Muros de Corte



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 126

Asignación de Refuerzo del Muro



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Se selecciona la opción de colocar el refuerzo del muro de corte de la siguiente manera:

Figura 127

Asignación de Rotula por Fibra en Muros Estructurales con Miembro de Borde

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Ratio	End Zone Ratio
13.47	26.61	13.47	29.76	3.15	0.3	0.1904	0.1904

Reinforcement

Flexural Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#5	0.2	3
Center	#4	0.2	10
End	#5	0.2	3

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.15	Yes
Center	#3	0.15	Yes
End	#3	0.15	Yes

Flexural Detail (Additional Individual Bar)

Material	Distance (m)	Area (m2)
*		

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

El cálculo de las longitudes plásticas en los muros de corte se realizó utilizando la ecuación 1.7 del ítem 2.2.10.3. de Muros de corte del Marco Teórico.

$$l_p = \alpha * 0.8 * l_w + \beta * h_w$$

Se tomará los valores de $\alpha=0.5$ y $\beta=0.44$ según los autores Paulay y Priestley, además l_w = largo de muro y h_w = altura de muro, al reemplazar los datos se obtiene el siguiente cuadro.

Tabla 69*Longitudes Plásticas en Muros de Cortes*

Longitudes plasticas en placas			
Placas	lw (m)	hw (m)	Lp (m)
P-01	1.5	39.3	17.89
P-05	3.31	39.3	18.62
P-08	2.95	39.3	18.47
P-11	6.36	39.3	19.84
P3,P7,P13 Y P15	1.25	39.3	17.79
P10	1.7	39.3	17.97
P18	7.44	39.3	20.27
P9	3.15	39.3	18.55
P2, P4 Y P14	3.75	39.3	18.79
P17	3.2	39.3	18.57
P19	4.85	39.3	19.23
P6,P12	3.15	39.3	18.55
P20	7.44	39.3	20.27
α	0.5		
β	0.44		

Se tomo en consideración una altura promedio de todas las longitudes plásticas de los muros de cortes, este resultado fue de 18.83 metros, esta altura corresponde aproximadamente al tercer y el cuarto nivel, con una altura de nivel de piso terminado de NPT +20.1 m, entonces, las rotulas fueron asignadas hasta ese nivel.

3.6.3.5.Resultados del análisis Push over

El programa ETABS, permite visualizar el mecanismo de formación de rotulas plásticas y así poder evaluar la respuesta tanto de cada elemento como de la estructura en forma global, obteniendo así un desplazamiento y una fuerza cortante, para cada mecanismo de falla; cabe recordar que, para cada diseño sismorresistente, se busca un mecanismo de falla, donde se desea que las vigas fallen primero antes que las columnas. La secuencia de formación de rotulas plásticas para ambas direcciones de análisis se muestran en el anexo 10.

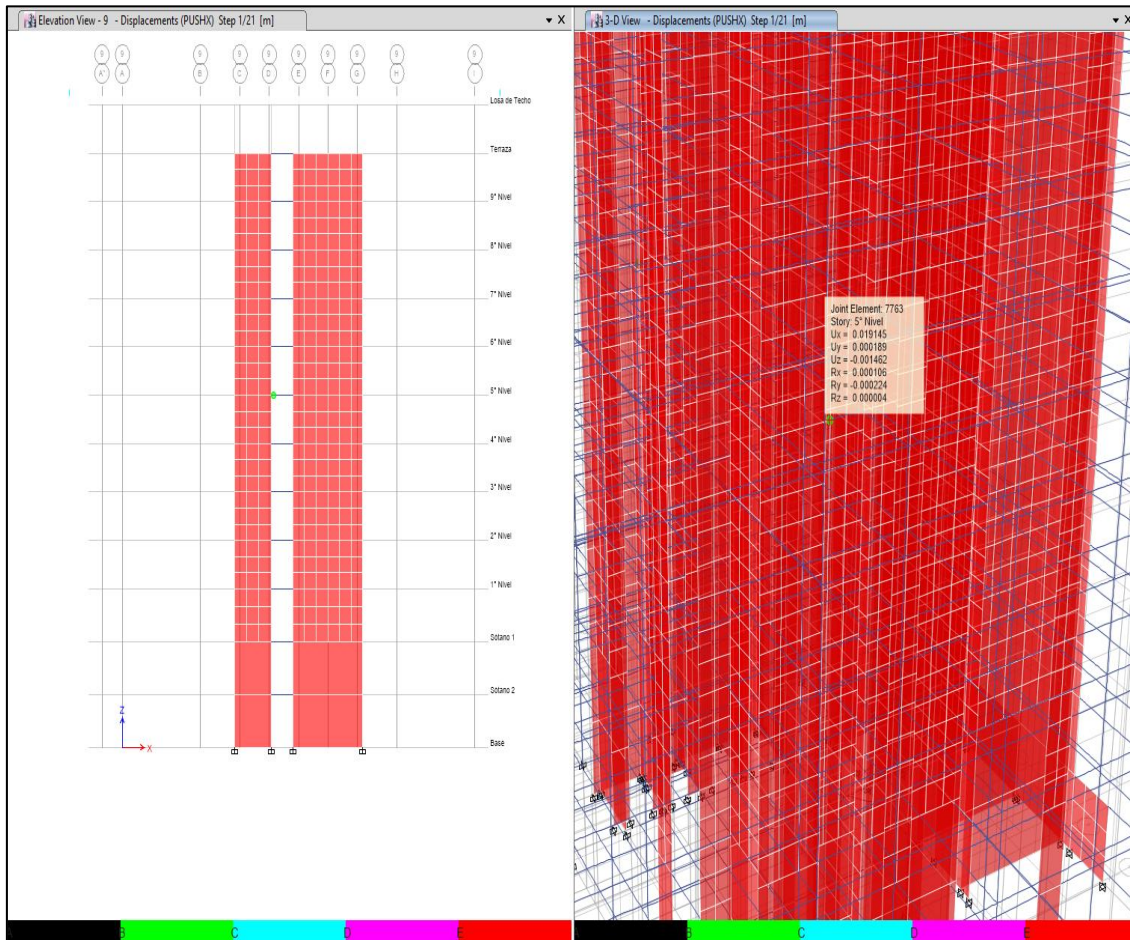
3.6.3.5.1. Dirección X – X

La primera rotula se forma para un desplazamiento de 0.037 m o 3.7 cm con una cortante basal de 2058.38 ton, así que se forma la primera rotula en la viga VN5 – 9, entre los

muros de corte P19 y P 20, este se encuentra por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación) del diagrama Momento – Curvatura asignada.

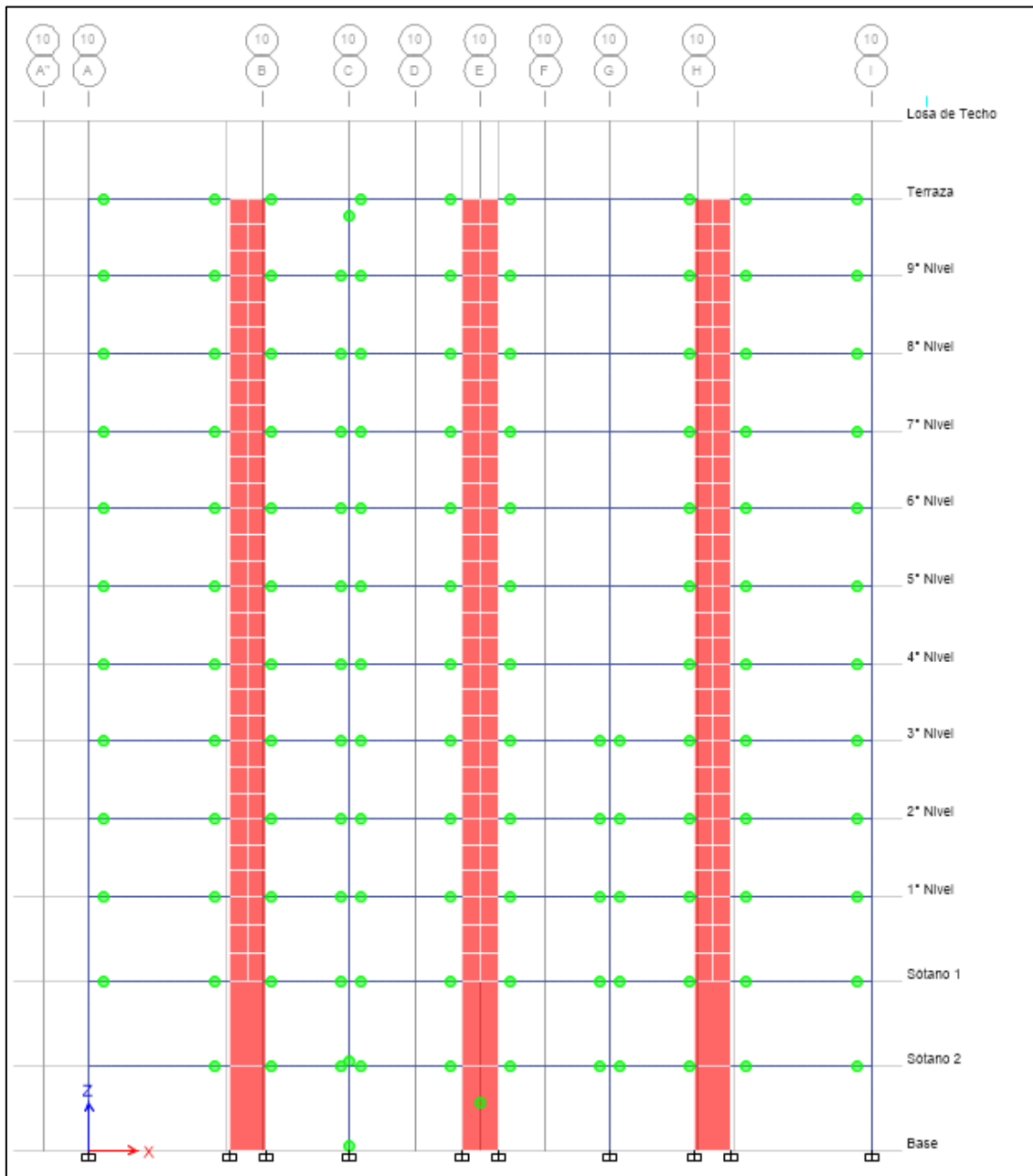
Figura 128

Generación de Primera Rotula Plástica



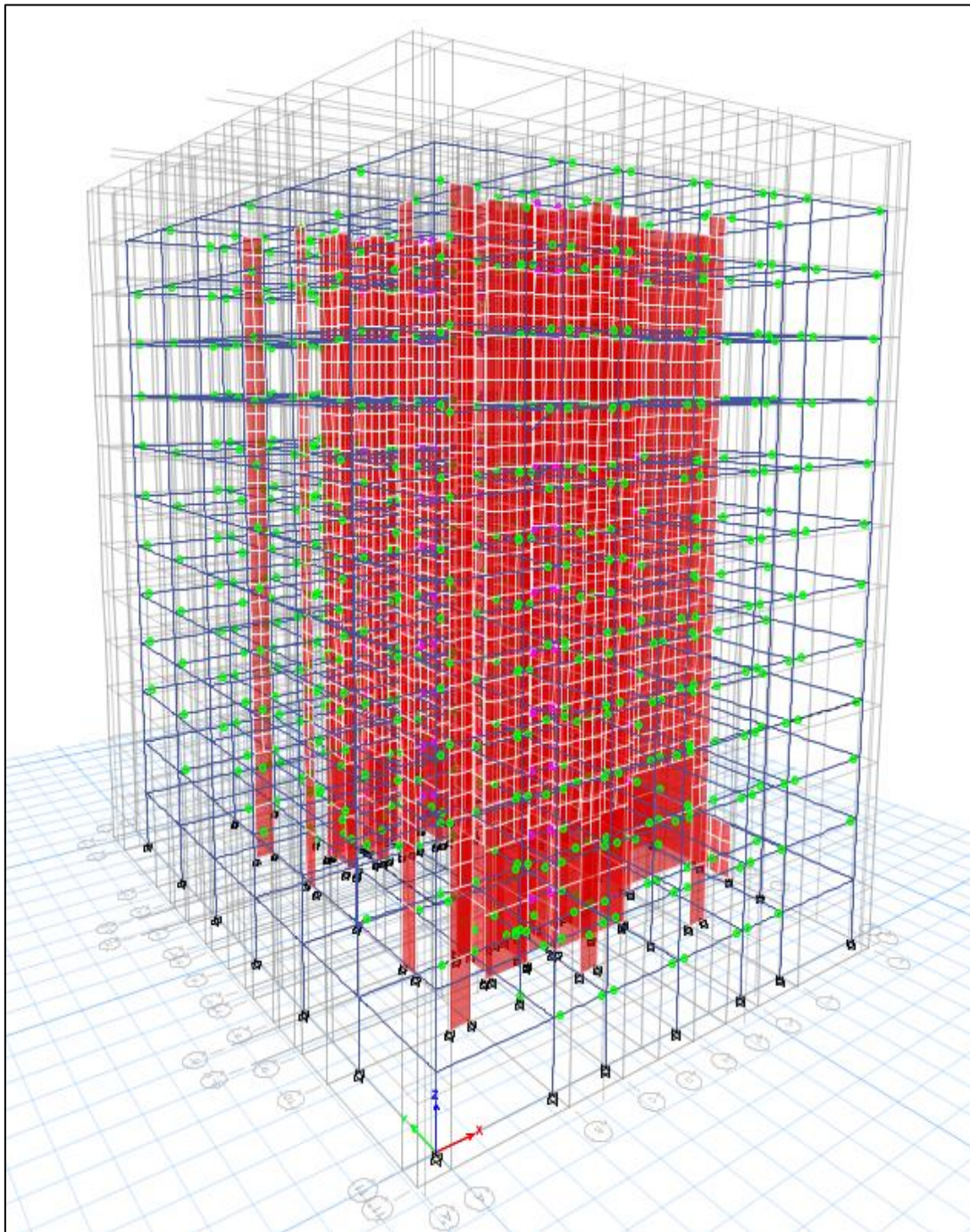
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

La primera rotula para una columna C1, se encuentra entre los ejes 10 y C con un desplazamiento de 16.37 cm y con una cortante basal de 3840.929 ton, de manera conjunta, se forma la primera rotula plástica en el muro de corte, ubicado en los ejes 10 y E, para ambos casos las rotulas se encuentran en el rango B – C del diagrama de momento curvatura que se asignó, y esta apenas incursionando en el rango no lineal y por debajo del nivel de desempeño IO. La mayoría de las vigas se encuentra en un rango D y E del diagrama momento curvatura asignado, ya incursionaron en el rango no lineal y están por encima del nivel de ocupación inmediata IO y casi en el nivel de seguridad de vida LS.

Figura 129*Formación de Primera Rotula Plástica en Columna*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

En total, para el mecanismo de formación de rotulas plásticas se obtuvo 23 pasos, el análisis paso a paso parte de una división del tiempo en intervalos regulares, planteando la solución del problema en cada intervalo como un resultado de las condiciones finales del intervalo anterior, el último paso presenta la siguiente formación de rotulas plásticas.

Figura 130*Mecanismo de Colapso en X-X*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Una vista completa de la formación de rotulas y la cantidad de elementos que se encuentran en un nivel de desempeño esperado, se obtiene a través del siguiente cuadro; Se indica que el máximo desplazamiento antes de incursionar en el colapso es de 0.43 m con una fuerza basal de 4407.73 ton.

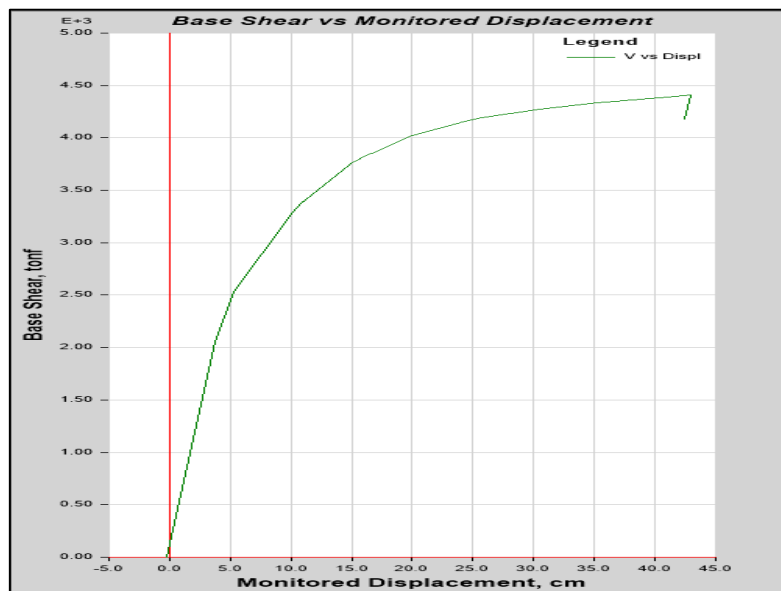
Tabla 70

Desplazamiento Vs. Cortante en Dirección X-X

Curva de Capacidad	
Capacidad en X	
Desplazamiento (cm)	V (tnf)
-0.1885	0
3.7003	2058.3825
5.2264	2528.3341
10.0503	3273.6054
10.9783	3388.7399
10.979	3387.1957
15.0779	3765.2398
16.2747	3838.7823
16.2754	3838.4806
16.3116	3840.8123
16.3137	3840.8802
16.4992	3849.7464
16.8644	3860.1958
19.7894	4014.3459
24.5185	4163.9358
24.5185	4163.9359
25.6692	4190.4254
25.6692	4190.4254
30.4813	4275.9423
35.2085	4332.6931
41.059	4389.6375
43.0035	4407.7298
42.4315	4179.6445

Figura 131

Curva de capacidad Push over X-X



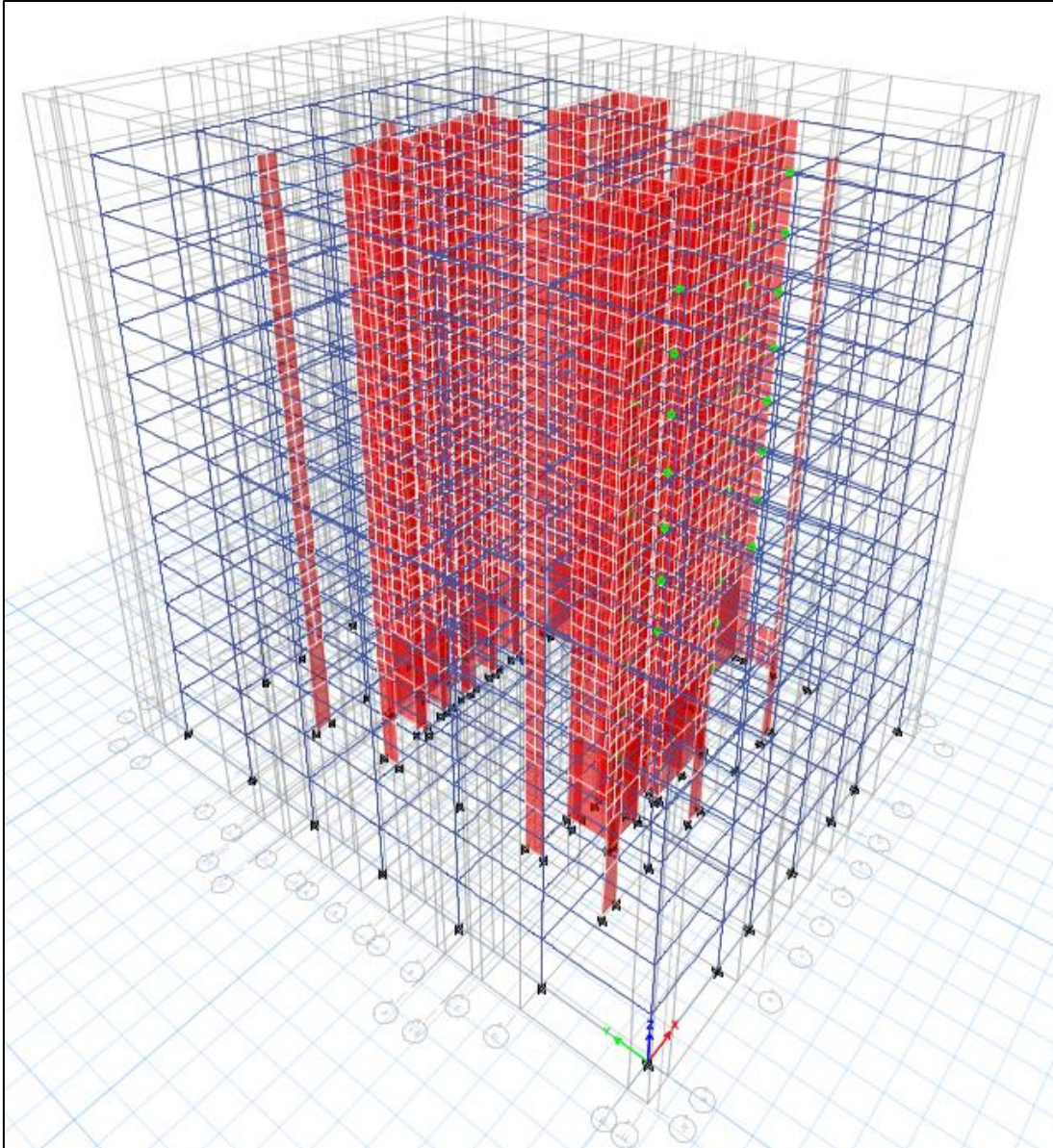
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.3.5.2. Dirección Y – Y

La primera rotula, se forma para un desplazamiento 6.33 cm con una cortante basal de 917.34 ton, así que se forma la primera rotula en la viga VN4 – G, se encuentra por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación) del diagrama Momento – Curvatura asignada.

Figura 132

Generación de Primera Rotula Plástica en Vigas en Dirección Y-Y



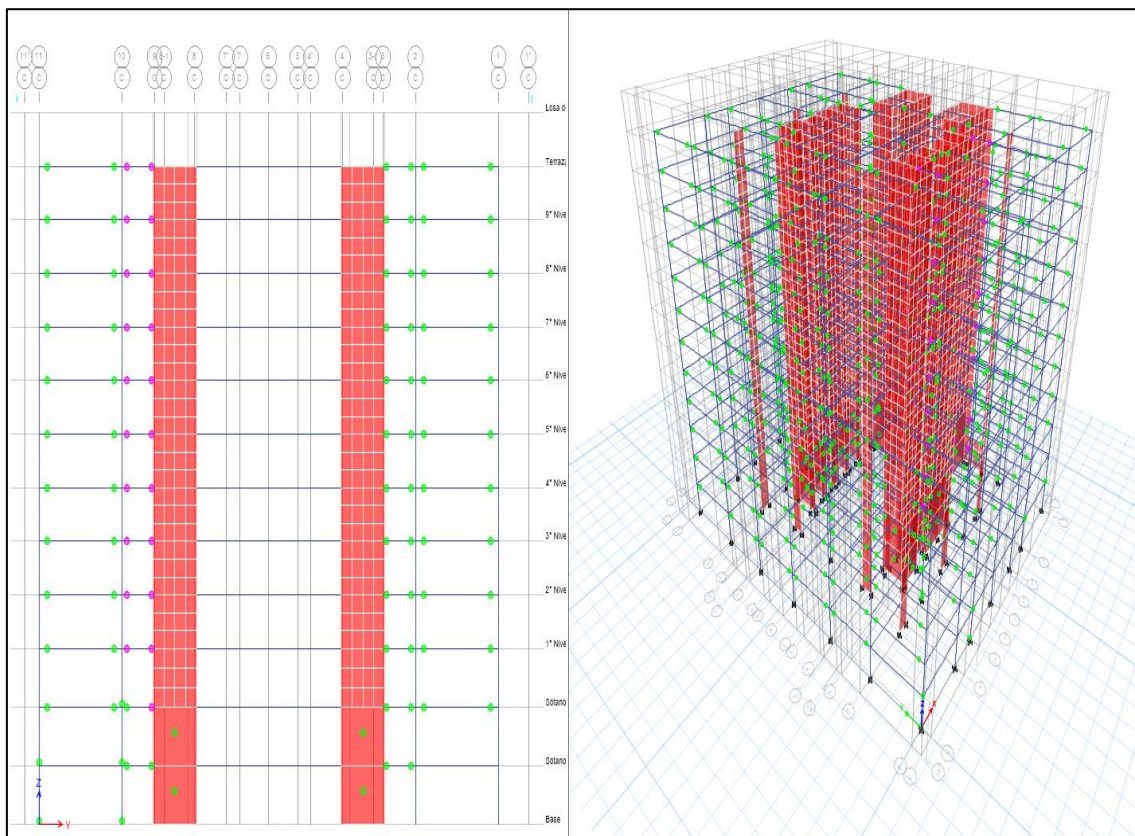
Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

La primera rotula para una columna C1 que se encuentra entre los ejes 11 y C se forma para un desplazamiento de 54.90 cm con una cortante basal de 3457.79 ton, de manera

conjunta, se forma la primera rotula plástica en el muro de corte ubicado en el eje C, para ambos casos las rotulas se encuentran en el rango B – C del diagrama de momento curvatura que se asignó (apenas incursionando en el rango no lineal y por debajo de desempeño IO). La mayoría de las vigas se encuentra en un rango D y E del diagrama momento curvatura asignado (ya incursionaron en el rango no lineal y están por encima del nivel de ocupación inmediata IO y casi en el nivel de seguridad de vida LS).

Figura 133

Generación de Primera Rotula Plástica en Columna en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Una vista completa de la formación de rotulas y la cantidad de elementos que se encuentran en un nivel de desempeño esperado se obtiene a través del siguiente cuadro luego de 36 pasos obtiene el máximo desplazamiento antes de incursionar en la primera caída de la resistencia es de 73.64 cm con una fuerza cortante basal de 3760.1388 ton y luego la curva sigue incrementando hasta un máximo desplazamiento de 94.2104 cm con una cortante basal de 3966.71 ton.

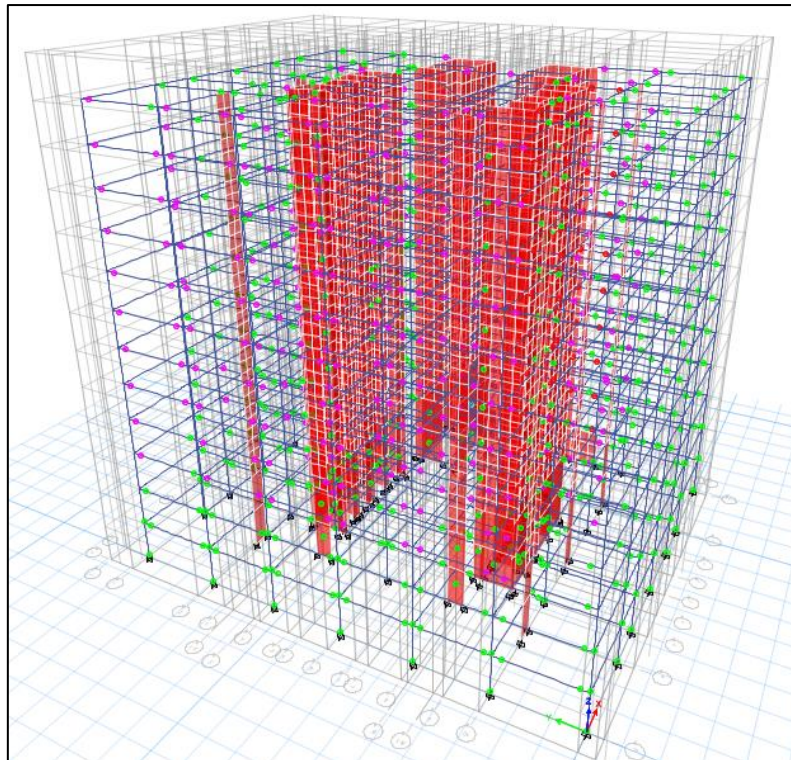
Tabla 71

Cortante Vs. Desplazamiento en Dirección Y-Y

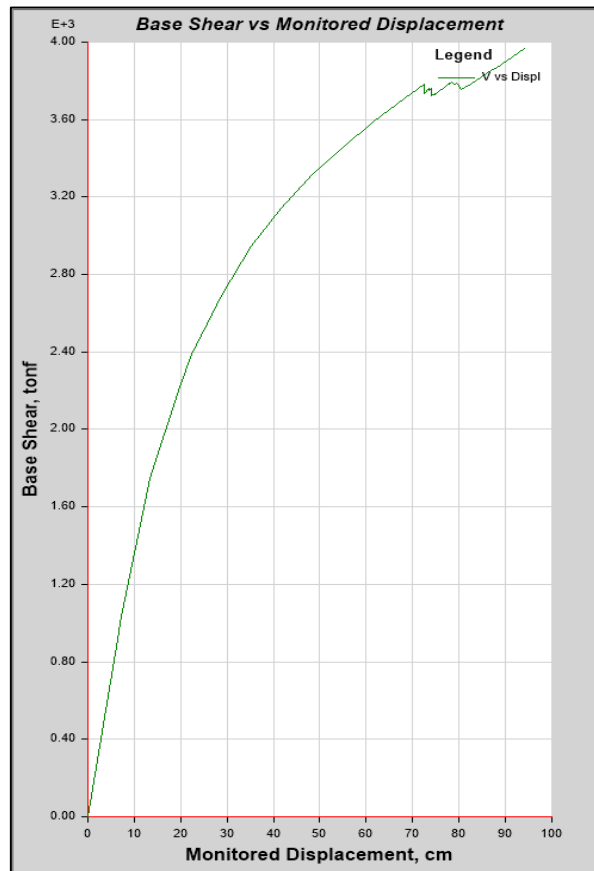
Capacidad en Y			
Desplazamiento (cm)	V (tnf)	Desplazamiento (cm)	V (tnf)
0.0052	0	73.6401	3752.1789
6.3385	917.3445	73.7755	3756.1771
6.9551	1002.0492	74.0488	3760.7865
13.3055	1747.3155	74.0784	3721.5886
19.8076	2221.5667	74.6864	3734.3357
22.4604	2385.6601	74.6873	3726.8389
22.4613	2385.8824	78.0031	3786.7275
28.8972	2689.5895	78.0041	3780.3465
35.2403	2944.6504	78.4965	3794.331
41.605	3143.9611	78.989	3780.9969
48.2869	3317.4812	79.4814	3789.8482
54.9017	3457.788	79.9739	3776.8395
61.5508	3585.3451	80.4663	3756.2754
68.4117	3711.1277	81.4512	3774.45
72.4004	3782.547	82.4361	3784.1966
72.4071	3734.4748	87.1861	3857.9478
73.6382	3760.1388	87.9778	3863.4071
73.6391	3752.4766	94.2104	3966.7117

Figura 134

Mecanismo de Colapso en Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Figura 135*Curva de Capacidad Push Over Y-Y*

Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

3.6.4. Evaluación del desempeño sísmico

3.6.4.1. Objetivos de desempeño

La norma técnica peruana NTP E. 030 (2018), establece que una estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque puede presentar daños importantes debido a sismos severos; la estructura debe soportar sismos moderados pudiendo experimentar daños reparables. Estos principios de diseño sismorresistente se pueden relacionar con los objetivos básicos de desempeño establecidos por el comité visión 2000 aceptables para edificaciones de categoría importante estudiada en la presente tesis.

3.6.4.2. Demanda sísmica

Para evaluar los objetivos de desempeño seleccionados, se debe de tener en cuenta los cuatro niveles de sismo dados por el comité visión 2000, estos se determinan a partir del

espectro de diseño elástico, definido según los parámetros de la NTP E. 030. El factor de conversión entre dos niveles de sismo diferentes se puede determinar en función de sus periodos de retorno mediante la siguiente ecuación:

$$FC = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^K$$

Donde:

T1: Periodo de retorno del sismo de diseño

T2: Periodo de retorno del sismo objetivo

K: Factor que varía entre 0.3 y 0.4

La fórmula que relaciona la probabilidad de excedencia P_e durante un periodo de años n con el periodo de retorno T_R es la siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{n}}}$$

Tabla 72

Periodos de Retorno

PERIODOS DE RETORNO							
Probabilidad de retorno	Sismo	Años a evaluar	Periodo de retorno según norma (años)	Nuevo Periodo de retorno (años)	K	Factor de correccion FC	Factor R
70.00%	Frecuente	50	475	42.03	0.35	0.43	2.34
50.00%	Servicio (Ocasional)	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
10.00%	Diseño (Raro)	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
5.00%	Maximo (Muy raro)	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
3.28%	Extremadamente Raro	50	475	1499.75	0.35	1.50	0.67
1.98%	Catastrofico	50	475	2500.67	0.35	1.79	0.56

Conocidos los factores de conversión y el coeficiente de reducción sísmica para el sismo de diseño R_1 , la modificación del coeficiente de reducción sísmica para cada tipo de sismo se obtiene como:

$$R_2 = R_1 \cdot FC$$

El espectro de pseudo aceleraciones, se obtiene a partir de los especificado en la norma E. 030, es decir que se modifica el $R_o = I_a \times I_p$ para cada nivel de sismo, utilizando un factor de reducción $R=1$, para el sismo máximo o de diseño, cuyos valores de muestran en la siguiente tabla:

Tabla 73

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones Para Cada Nivel de Sismo en X-X

ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS X											
Tr =	42	Tr =	72	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	1500	Tr =	2500
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.00	0.19	0.00	0.23	0.00	0.45	0.00	0.58	0.00	0.67	0.00	0.80
0.02	0.24	0.02	0.29	0.02	0.56	0.02	0.72	0.02	0.84	0.02	1.00
0.04	0.29	0.04	0.35	0.04	0.68	0.04	0.87	0.04	1.01	0.04	1.21
0.06	0.34	0.06	0.41	0.06	0.79	0.06	1.01	0.06	1.18	0.06	1.41
0.08	0.38	0.08	0.47	0.08	0.90	0.08	1.15	0.08	1.34	0.08	1.61
0.10	0.43	0.10	0.52	0.10	1.01	0.10	1.30	0.10	1.51	0.10	1.81
0.12	0.48	0.12	0.58	0.12	1.13	0.12	1.44	0.12	1.68	0.12	2.01
0.14	0.48	0.14	0.58	0.14	1.13	0.14	1.44	0.14	1.68	0.14	2.01
0.16	0.48	0.16	0.58	0.16	1.13	0.16	1.44	0.16	1.68	0.16	2.01
0.18	0.48	0.18	0.58	0.18	1.13	0.18	1.44	0.18	1.68	0.18	2.01
0.20	0.48	0.20	0.58	0.20	1.13	0.20	1.44	0.20	1.68	0.20	2.01
0.25	0.48	0.25	0.58	0.25	1.13	0.25	1.44	0.25	1.68	0.25	2.01
0.30	0.48	0.30	0.58	0.30	1.13	0.30	1.44	0.30	1.68	0.30	2.01
0.35	0.48	0.35	0.58	0.35	1.13	0.35	1.44	0.35	1.68	0.35	2.01
0.40	0.48	0.40	0.58	0.40	1.13	0.40	1.44	0.40	1.68	0.40	2.01
0.45	0.48	0.45	0.58	0.45	1.13	0.45	1.44	0.45	1.68	0.45	2.01
0.50	0.48	0.50	0.58	0.50	1.13	0.50	1.44	0.50	1.68	0.50	2.01
0.55	0.48	0.55	0.58	0.55	1.13	0.55	1.44	0.55	1.68	0.55	2.01
0.60	0.48	0.60	0.58	0.60	1.13	0.60	1.44	0.60	1.68	0.60	2.01
0.65	0.44	0.65	0.54	0.65	1.04	0.65	1.33	0.65	1.55	0.65	1.85
0.70	0.41	0.70	0.50	0.70	0.96	0.70	1.24	0.70	1.44	0.70	1.72
0.75	0.38	0.75	0.47	0.75	0.90	0.75	1.15	0.75	1.34	0.75	1.61
0.80	0.36	0.80	0.44	0.80	0.84	0.80	1.08	0.80	1.26	0.80	1.51
0.85	0.34	0.85	0.41	0.85	0.79	0.85	1.02	0.85	1.19	0.85	1.42
0.90	0.32	0.90	0.39	0.90	0.75	0.90	0.96	0.90	1.12	0.90	1.34
0.95	0.30	0.95	0.37	0.95	0.71	0.95	0.91	0.95	1.06	0.95	1.27
1.00	0.29	1.00	0.35	1.00	0.68	1.00	0.87	1.00	1.01	1.00	1.21
1.10	0.26	1.10	0.32	1.10	0.61	1.10	0.79	1.10	0.92	1.10	1.10
1.20	0.24	1.20	0.29	1.20	0.56	1.20	0.72	1.20	0.84	1.20	1.00
1.30	0.22	1.30	0.27	1.30	0.52	1.30	0.67	1.30	0.77	1.30	0.93
1.40	0.21	1.40	0.25	1.40	0.48	1.40	0.62	1.40	0.72	1.40	0.86
1.50	0.19	1.50	0.23	1.50	0.45	1.50	0.58	1.50	0.67	1.50	0.80
1.60	0.18	1.60	0.22	1.60	0.42	1.60	0.54	1.60	0.63	1.60	0.75
1.70	0.17	1.70	0.21	1.70	0.40	1.70	0.51	1.70	0.59	1.70	0.71
1.80	0.16	1.80	0.19	1.80	0.38	1.80	0.48	1.80	0.56	1.80	0.67
1.90	0.15	1.90	0.18	1.90	0.36	1.90	0.46	1.90	0.53	1.90	0.63
2.00	0.14	2.00	0.17	2.00	0.34	2.00	0.43	2.00	0.50	2.00	0.60
2.20	0.12	2.20	0.14	2.20	0.28	2.20	0.36	2.20	0.42	2.20	0.50
2.40	0.10	2.40	0.12	2.40	0.23	2.40	0.30	2.40	0.35	2.40	0.42
2.60	0.09	2.60	0.10	2.60	0.20	2.60	0.26	2.60	0.30	2.60	0.36
2.80	0.07	2.80	0.09	2.80	0.17	2.80	0.22	2.80	0.26	2.80	0.31
3.00	0.06	3.00	0.08	3.00	0.15	3.00	0.19	3.00	0.22	3.00	0.27
4.00	0.04	4.00	0.04	4.00	0.08	4.00	0.11	4.00	0.13	4.00	0.15
5.00	0.02	5.00	0.03	5.00	0.05	5.00	0.07	5.00	0.08	5.00	0.10
6.00	0.02	6.00	0.02	6.00	0.04	6.00	0.05	6.00	0.06	6.00	0.07
7.00	0.01	7.00	0.01	7.00	0.03	7.00	0.04	7.00	0.04	7.00	0.05
8.00	0.01	8.00	0.01	8.00	0.02	8.00	0.03	8.00	0.03	8.00	0.04
9.00	0.01	9.00	0.01	9.00	0.02	9.00	0.02	9.00	0.02	9.00	0.03
10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.02	10.00	0.02	10.00	0.02

Debido a que se cuenta con una irregularidad en planta, analizado previamente en la dirección X, se tiene diferentes espectros con un R afectado por el valor de las irregularidades, donde se obtiene los siguientes resultados para el análisis en dirección Y.

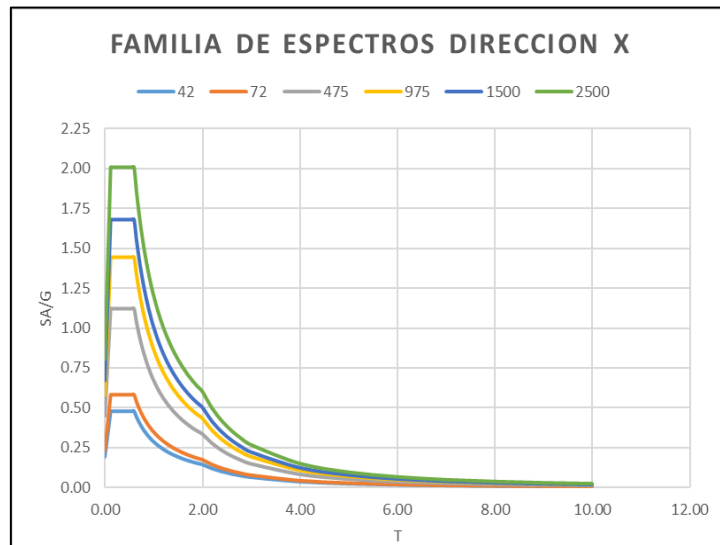
Tabla 74

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones Para Cada Nivel de Sismo en Y-Y

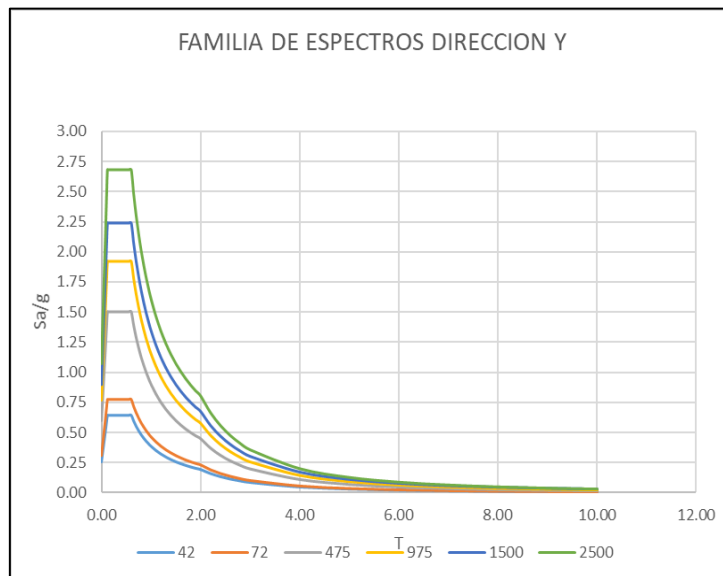
ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS Y											
Tr =	42	Tr =	72	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	1500	Tr =	2500
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.00	0.26	0.00	0.31	0.00	0.60	0.00	0.77	0.00	0.90	0.00	1.07
0.02	0.32	0.02	0.39	0.02	0.75	0.02	0.96	0.02	1.12	0.02	1.34
0.04	0.38	0.04	0.47	0.04	0.90	0.04	1.15	0.04	1.34	0.04	1.61
0.06	0.45	0.06	0.54	0.06	1.05	0.06	1.35	0.06	1.57	0.06	1.88
0.08	0.51	0.08	0.62	0.08	1.20	0.08	1.54	0.08	1.79	0.08	2.14
0.10	0.58	0.10	0.70	0.10	1.35	0.10	1.73	0.10	2.01	0.10	2.41
0.12	0.64	0.12	0.78	0.12	1.50	0.12	1.92	0.12	2.24	0.12	2.68
0.14	0.64	0.14	0.78	0.14	1.50	0.14	1.92	0.14	2.24	0.14	2.68
0.16	0.64	0.16	0.78	0.16	1.50	0.16	1.92	0.16	2.24	0.16	2.68
0.18	0.64	0.18	0.78	0.18	1.50	0.18	1.92	0.18	2.24	0.18	2.68
0.20	0.64	0.20	0.78	0.20	1.50	0.20	1.92	0.20	2.24	0.20	2.68
0.25	0.64	0.25	0.78	0.25	1.50	0.25	1.92	0.25	2.24	0.25	2.68
0.30	0.64	0.30	0.78	0.30	1.50	0.30	1.92	0.30	2.24	0.30	2.68
0.35	0.64	0.35	0.78	0.35	1.50	0.35	1.92	0.35	2.24	0.35	2.68
0.40	0.64	0.40	0.78	0.40	1.50	0.40	1.92	0.40	2.24	0.40	2.68
0.45	0.64	0.45	0.78	0.45	1.50	0.45	1.92	0.45	2.24	0.45	2.68
0.50	0.64	0.50	0.78	0.50	1.50	0.50	1.92	0.50	2.24	0.50	2.68
0.55	0.64	0.55	0.78	0.55	1.50	0.55	1.92	0.55	2.24	0.55	2.68
0.60	0.64	0.60	0.78	0.60	1.50	0.60	1.92	0.60	2.24	0.60	2.68
0.65	0.59	0.65	0.72	0.65	1.38	0.65	1.78	0.65	2.07	0.65	2.47
0.70	0.55	0.70	0.67	0.70	1.29	0.70	1.65	0.70	1.92	0.70	2.30
0.75	0.51	0.75	0.62	0.75	1.20	0.75	1.54	0.75	1.79	0.75	2.14
0.80	0.48	0.80	0.58	0.80	1.13	0.80	1.44	0.80	1.68	0.80	2.01
0.85	0.45	0.85	0.55	0.85	1.06	0.85	1.36	0.85	1.58	0.85	1.89
0.90	0.43	0.90	0.52	0.90	1.00	0.90	1.28	0.90	1.49	0.90	1.79
0.95	0.40	0.95	0.49	0.95	0.95	0.95	1.21	0.95	1.41	0.95	1.69
1.00	0.38	1.00	0.47	1.00	0.90	1.00	1.15	1.00	1.34	1.00	1.61
1.10	0.35	1.10	0.42	1.10	0.82	1.10	1.05	1.10	1.22	1.10	1.46
1.20	0.32	1.20	0.39	1.20	0.75	1.20	0.96	1.20	1.12	1.20	1.34
1.30	0.30	1.30	0.36	1.30	0.69	1.30	0.89	1.30	1.03	1.30	1.24
1.40	0.27	1.40	0.33	1.40	0.64	1.40	0.82	1.40	0.96	1.40	1.15
1.50	0.26	1.50	0.31	1.50	0.60	1.50	0.77	1.50	0.90	1.50	1.07
1.60	0.24	1.60	0.29	1.60	0.56	1.60	0.72	1.60	0.84	1.60	1.00
1.70	0.23	1.70	0.27	1.70	0.53	1.70	0.68	1.70	0.79	1.70	0.95
1.80	0.21	1.80	0.26	1.80	0.50	1.80	0.64	1.80	0.75	1.80	0.89
1.90	0.20	1.90	0.25	1.90	0.47	1.90	0.61	1.90	0.71	1.90	0.85
2.00	0.19	2.00	0.23	2.00	0.45	2.00	0.58	2.00	0.67	2.00	0.80
2.20	0.16	2.20	0.19	2.20	0.37	2.20	0.48	2.20	0.56	2.20	0.66
2.40	0.13	2.40	0.16	2.40	0.31	2.40	0.40	2.40	0.47	2.40	0.56
2.60	0.11	2.60	0.14	2.60	0.27	2.60	0.34	2.60	0.40	2.60	0.48
2.80	0.10	2.80	0.12	2.80	0.23	2.80	0.29	2.80	0.34	2.80	0.41
3.00	0.09	3.00	0.10	3.00	0.20	3.00	0.26	3.00	0.30	3.00	0.36
4.00	0.05	4.00	0.06	4.00	0.11	4.00	0.14	4.00	0.17	4.00	0.20
5.00	0.03	5.00	0.04	5.00	0.07	5.00	0.09	5.00	0.11	5.00	0.13
6.00	0.02	6.00	0.03	6.00	0.05	6.00	0.06	6.00	0.07	6.00	0.09
7.00	0.02	7.00	0.02	7.00	0.04	7.00	0.05	7.00	0.05	7.00	0.07
8.00	0.01	8.00	0.01	8.00	0.03	8.00	0.04	8.00	0.04	8.00	0.05
9.00	0.01	9.00	0.01	9.00	0.02	9.00	0.03	9.00	0.03	9.00	0.04
10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.02	10.00	0.02	10.00	0.03	10.00	0.03

Figura 136

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección X-X

**Figura 137**

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección Y-Y



3.6.4.3. Punto de desempeño

3.6.4.3.1. Representación bilineal de la curva de capacidad

Se obtiene la curva bilineal con el método propuesto por ASCE 41 - 13.

A) Dirección X-X

Se obtiene las cortantes y máximos desplazamientos del software ETABS obteniéndose el siguiente resultado:

Tabla 75*Curva de Capacidad Dirección X-X*

Curva de Capacidad en X	
Desplazamiento (cm)	V (tnf)
-0.1885	0
3.7003	2058.3825
5.2264	2528.3341
10.0503	3273.6054
10.9783	3388.7399
10.979	3387.1957
15.0779	3765.2398
16.2747	3838.7823
16.2754	3838.4806
16.3116	3840.8123
16.3137	3840.8802
16.4992	3849.7464
16.8644	3860.1958
19.7894	4014.3459
24.5185	4163.9358
24.5185	4163.9359
25.6692	4190.4254
25.6692	4190.4254
30.4813	4275.9423
35.2085	4332.6931
41.059	4389.6375
43.0035	4407.7298
42.4315	4179.6445

Con estos datos se crea la siguiente curva de capacidad de la estructura:

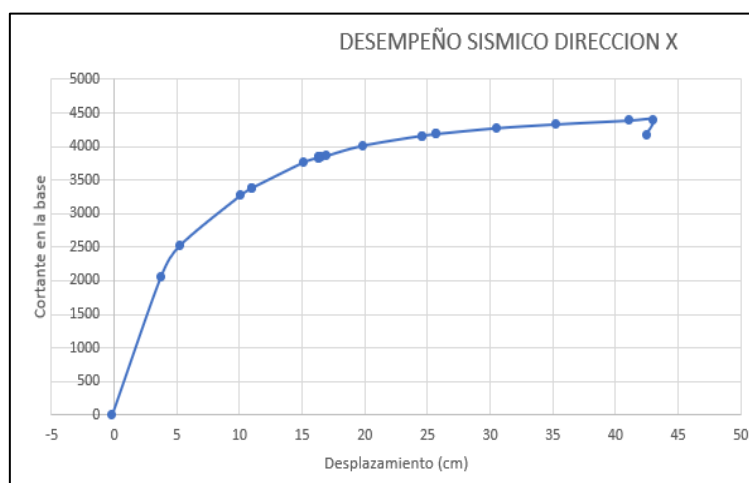
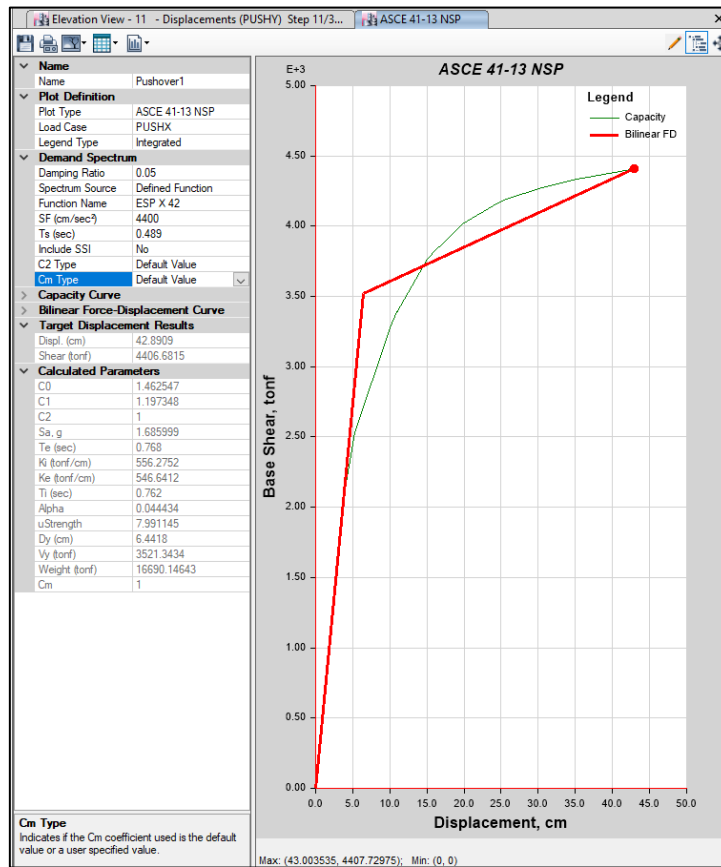
Figura 138*Curva de Capacidad en Dirección X-X*

Figura 139

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo:

$$(D_u, V_u) = (0.43 \text{ m}, 4407.73 \text{ tnf})$$

Punto de fluencia efectiva

$$(D_y, V_y) = (0.065 \text{ m}, 3521.34 \text{ tnf})$$

Ductilidad

$$\mu = \left(\frac{d_u}{d_y} = 6.67 \right)$$

Rigidez lateral efectiva

$$(K_e) = (546.6412 \text{ tnf/cm})$$

Rigidez lateral inicial

$$(K_i) = (556.2752 \text{ tnf/cm})$$

B) Dirección Y-Y

Se obtiene las cortantes y máximos desplazamientos del software ETABS obteniéndose el siguiente resultado:

Tabla 76

Curva de Capacidad Dirección Y-Y

Capacidad de Capacidad en Y			
Desplazamiento (cm)	V (tnf)	Desplazamiento (cm)	V (tnf)
0.0052	0	73.6401	3752.1789
6.3385	917.3445	73.7755	3756.1771
6.9551	1002.0492	74.0488	3760.7865
13.3055	1747.3155	74.0784	3721.5886
19.8076	2221.5667	74.6864	3734.3357
22.4604	2385.6601	74.6873	3726.8389
22.4613	2385.8824	78.0031	3786.7275
28.8972	2689.5895	78.0041	3780.3465
35.2403	2944.6504	78.4965	3794.331
41.605	3143.9611	78.989	3780.9969
48.2869	3317.4812	79.4814	3789.8482
54.9017	3457.788	79.9739	3776.8395
61.5508	3585.3451	80.4663	3756.2754
68.4117	3711.1277	81.4512	3774.45
72.4004	3782.547	82.4361	3784.1966
72.4071	3734.4748	87.1861	3857.9478
73.6382	3760.1388	87.9778	3863.4071
73.6391	3752.4766	94.2104	3966.7117

Con estos datos se crea la siguiente curva de capacidad de la estructura:

Figura 140

Curva de capacidad en dirección Y-Y

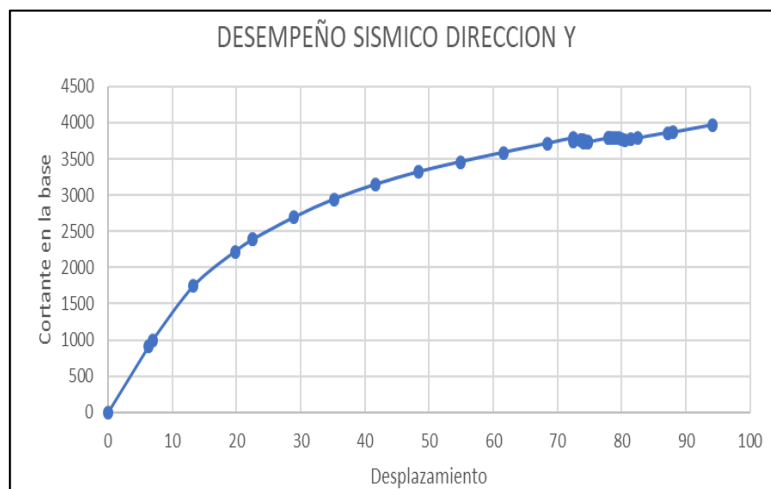
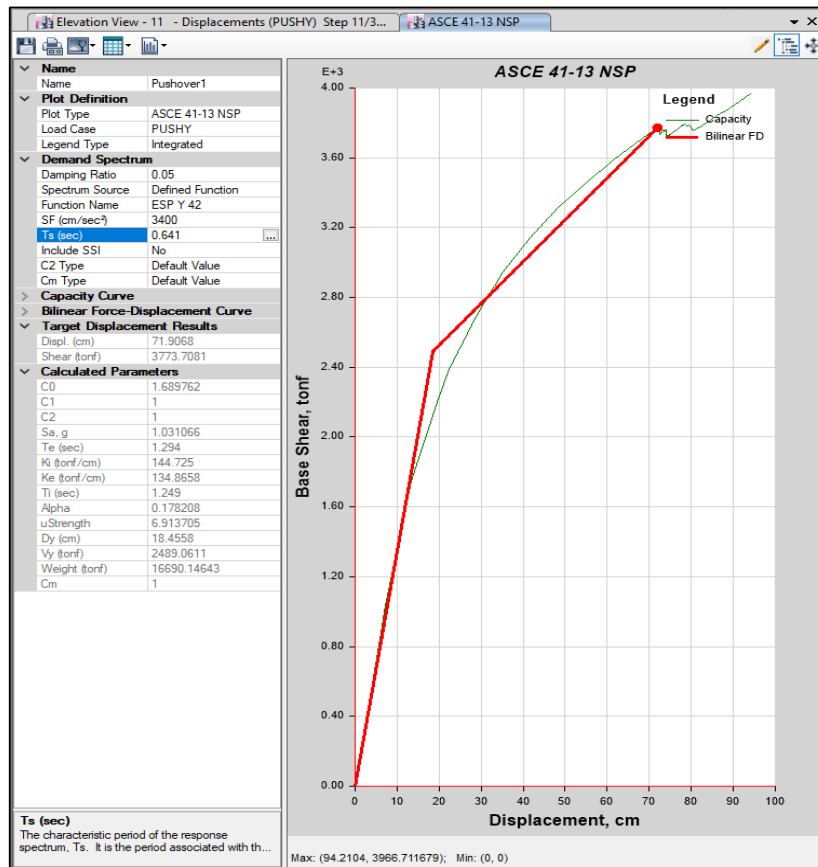


Figura 141

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo:

$$(D_u, V_u) = (0.724 \text{ m}, 3782.55 \text{ tnf})$$

Punto de fluencia efectiva

$$(D_y, V_y) = (0.185\text{m}, 2489.0611 \text{ tnf})$$

Ductilidad

$$\mu = \left(\frac{du}{dy} = 3.93 \right)$$

Rigidez lateral efectiva

$$(K_e) = (134.8668 \text{ tnf/cm})$$

Rigidez lateral inicial

$$(K_i) = (144.725 \text{ tnf/cm})$$

3.6.4.4. Límites de desempeño

Según las recomendaciones de la normativa ASCE 41-13, los puntos de desempeño se encuentran ubicados en un 30%, 50% y 20% de la ductilidad.

Tabla 77

Límites de Desempeño Dirección X

Límites de desempeño - Dir X			
TIO	IO (30%)	LS (50%)	CP (20%)
6.44	17.41	35.69	43.00
6.44	17.41	35.69	43.00

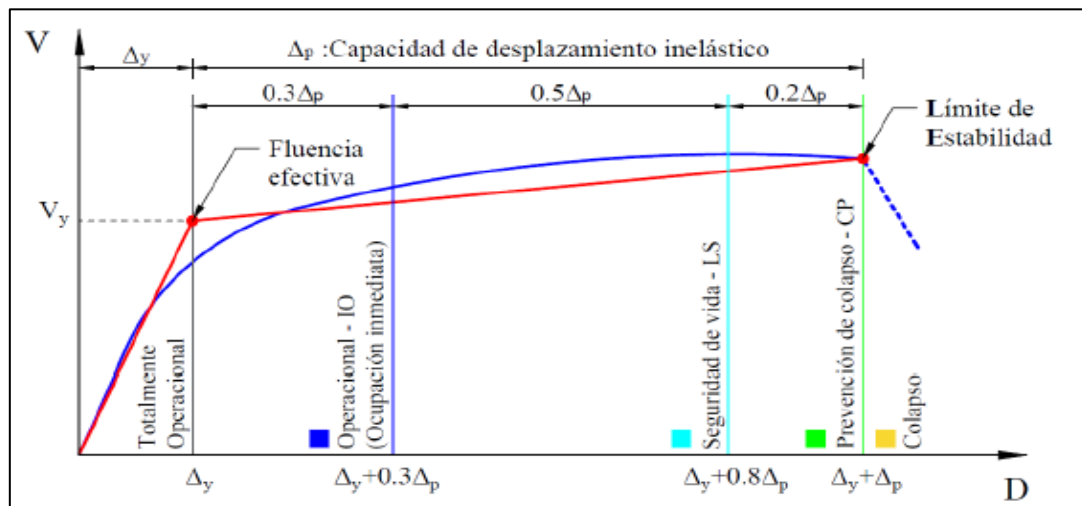
Tabla 78

Límites de Desempeño Dirección Y

Límites de desempeño - Dir Y			
TIO	IO (30%)	LS (50%)	CP (20%)
18.46	34.64	61.61	72.40
18.46	34.64	61.61	72.40

Figura 142

Límites de Desempeño Sísmico



Fuente: (ATC 40, 1996)

3.6.4.5. Puntos de desempeño

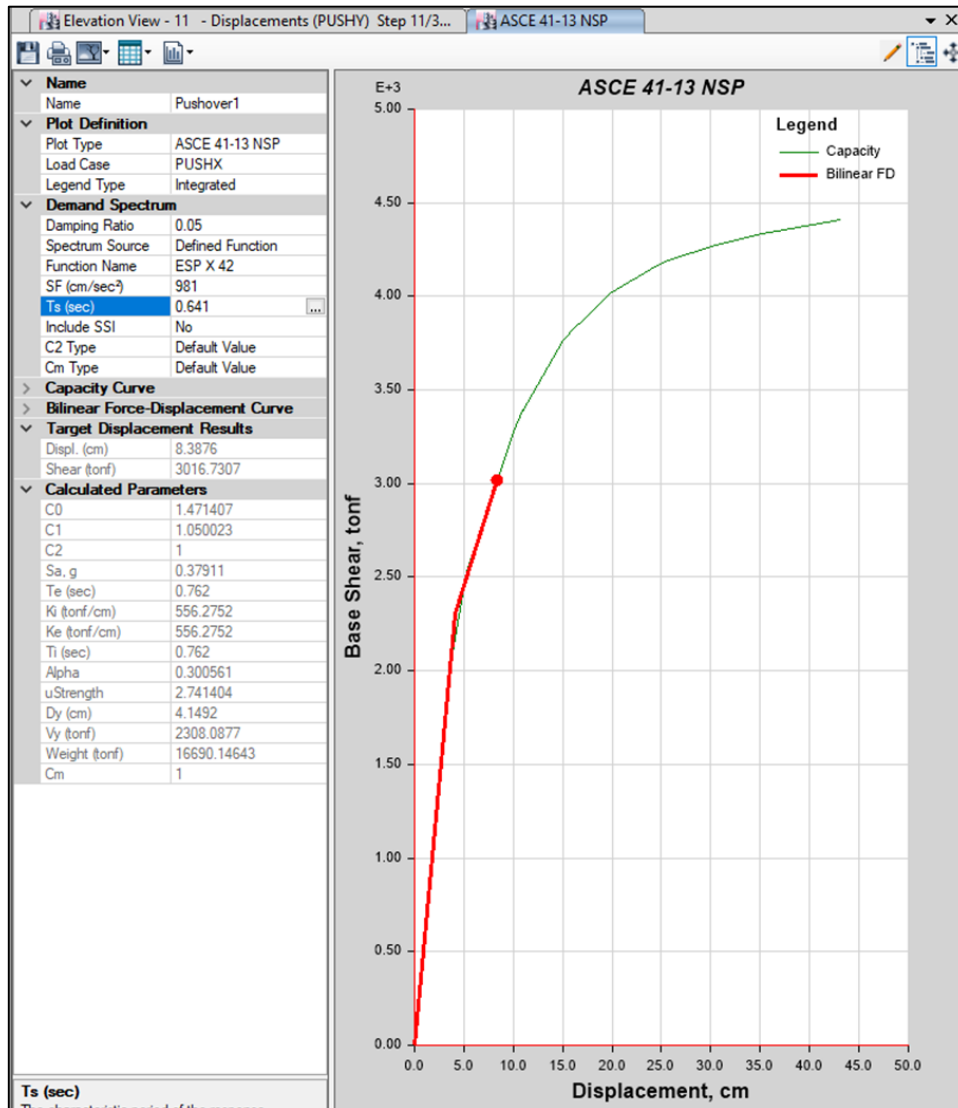
Se colocó los puntos de desempeño, en función de una cortante máxima y un desplazamiento ubicados mediante el método bilineal, por lo que se procedió a analizar en cada dirección de análisis los sismos que han sido estipulados anteriormente, los resultados del desplazamiento y cortante basal para cada sismo en cada dirección de análisis se muestra a continuación:

SISMOS EN DIRECCION X

a) SISMO FRECUENTE (T = 42 AÑOS)

Figura 143

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.0839 m, 3016.74 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0415 m, 2308.09 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{d_u}{d_y} = 4.15\right)$

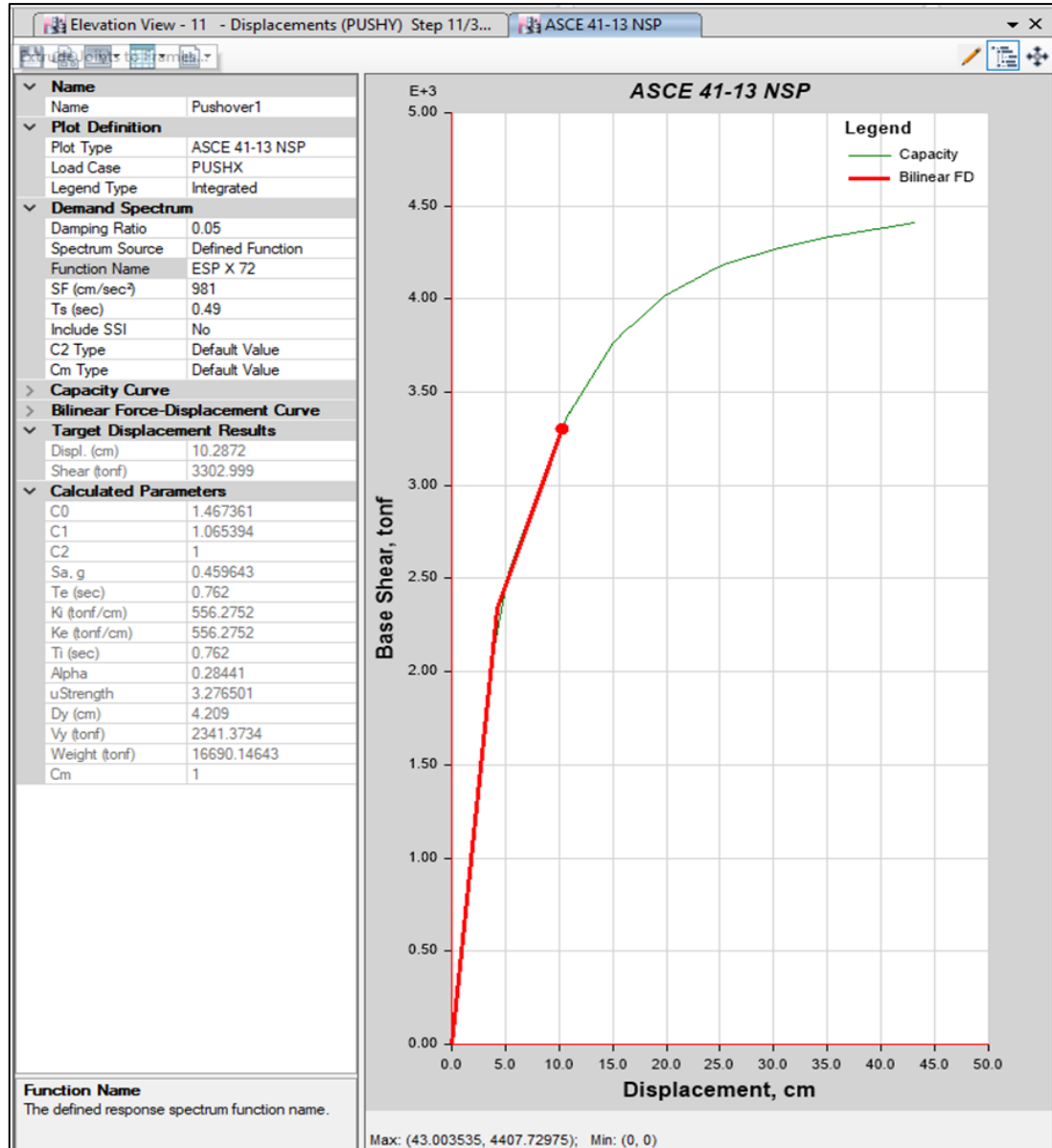
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

b) SISMO DE SERVICIO (T = 72 AÑOS)

Figura 144

Representación Bilineal de Sismo de Servicio en Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.1029 m, 3302.999 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0421 m, 2341.37 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 3.276\right)$

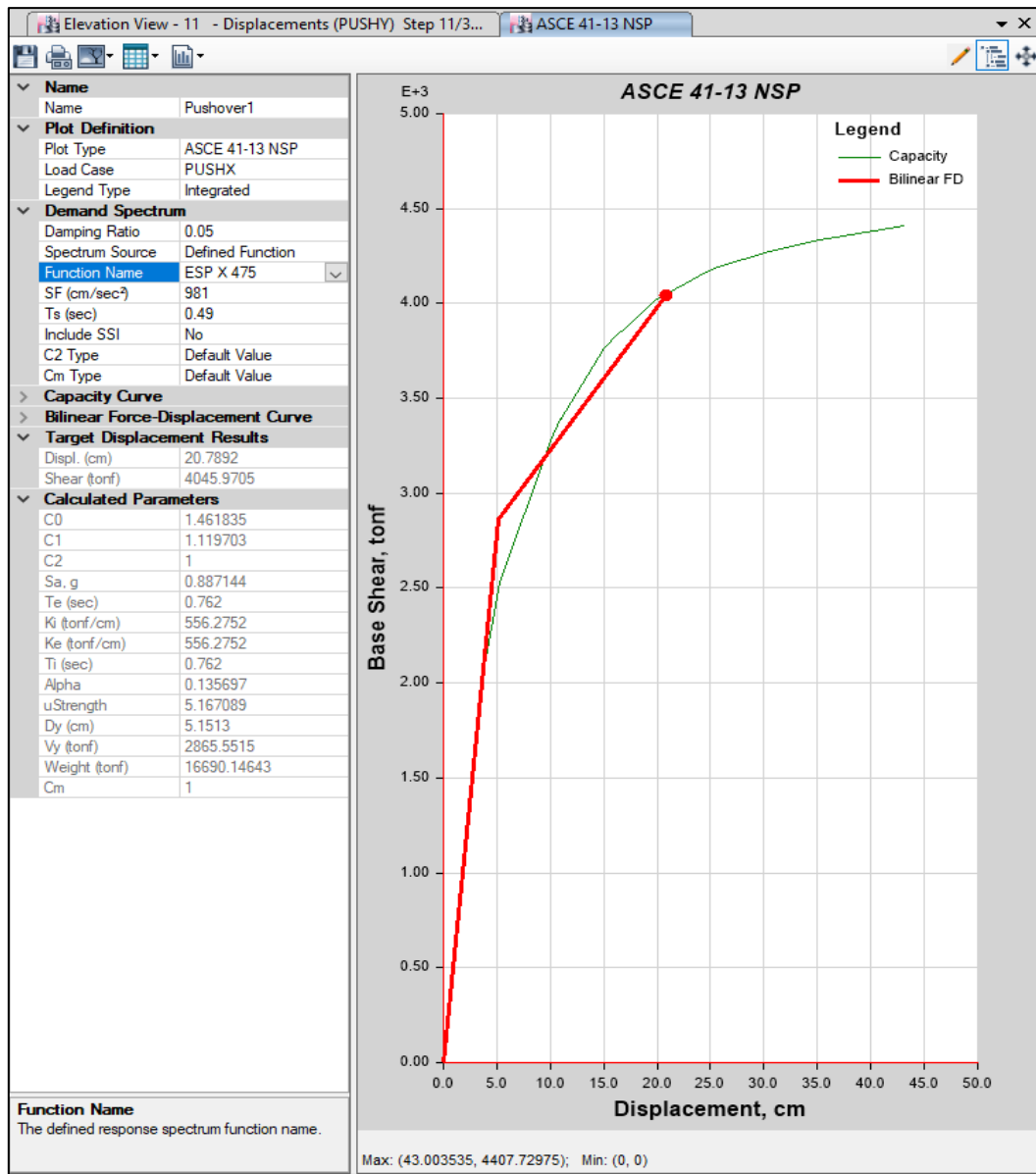
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

c) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 145

Representación Bilineal de Sismo de Diseño en Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.2079 m, 4045.97 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0515 m, 2865.55 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{d_u}{d_y} = 5.167\right)$

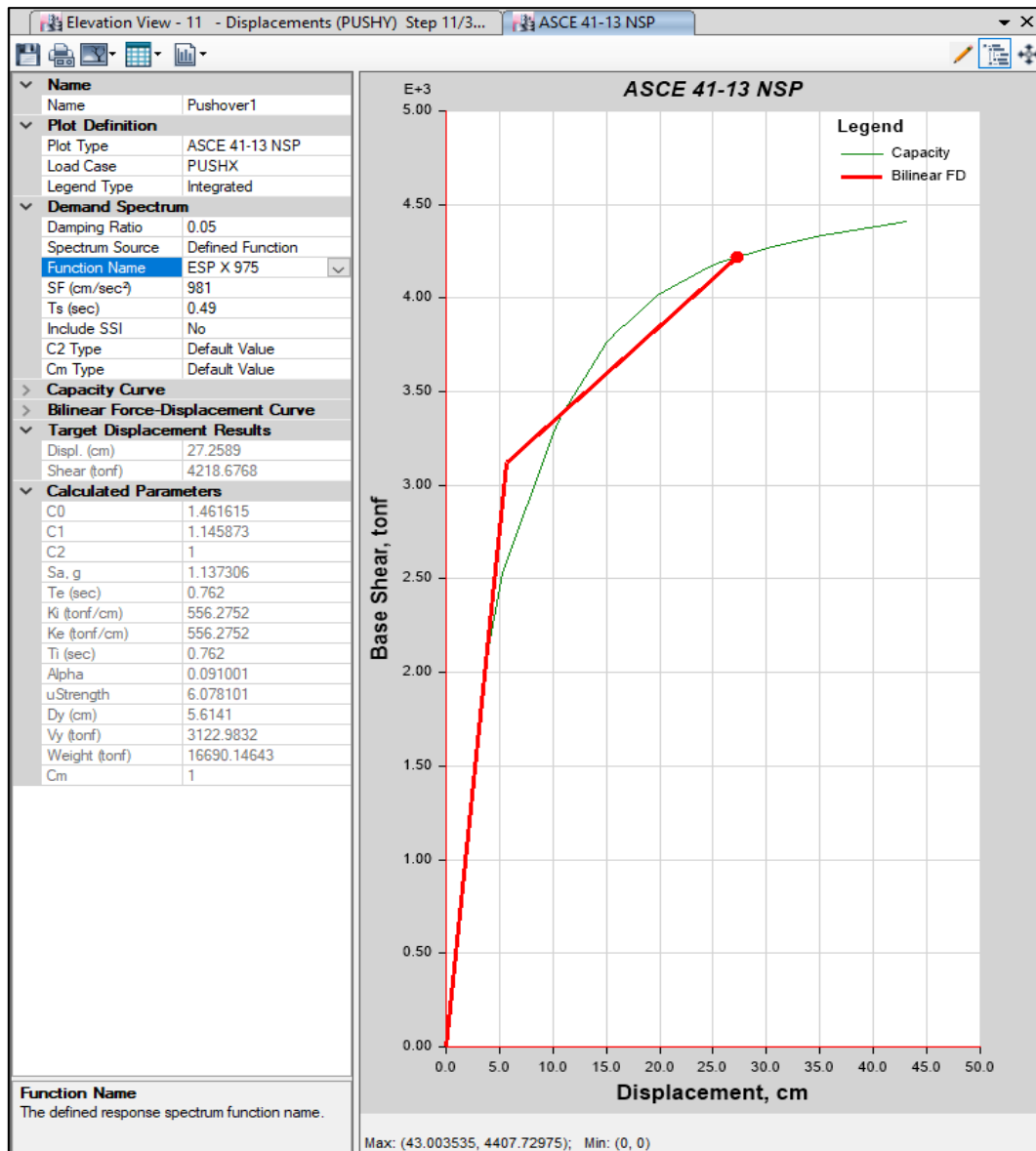
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

d) SISMO MÁXIMO (T = 975 AÑOS)

Figura 146

Representación Bilineal de Sismo Máximo en Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.2726 m, 4218.68 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0561 m, 3122.98 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{d_u}{d_y} = 6.078\right)$

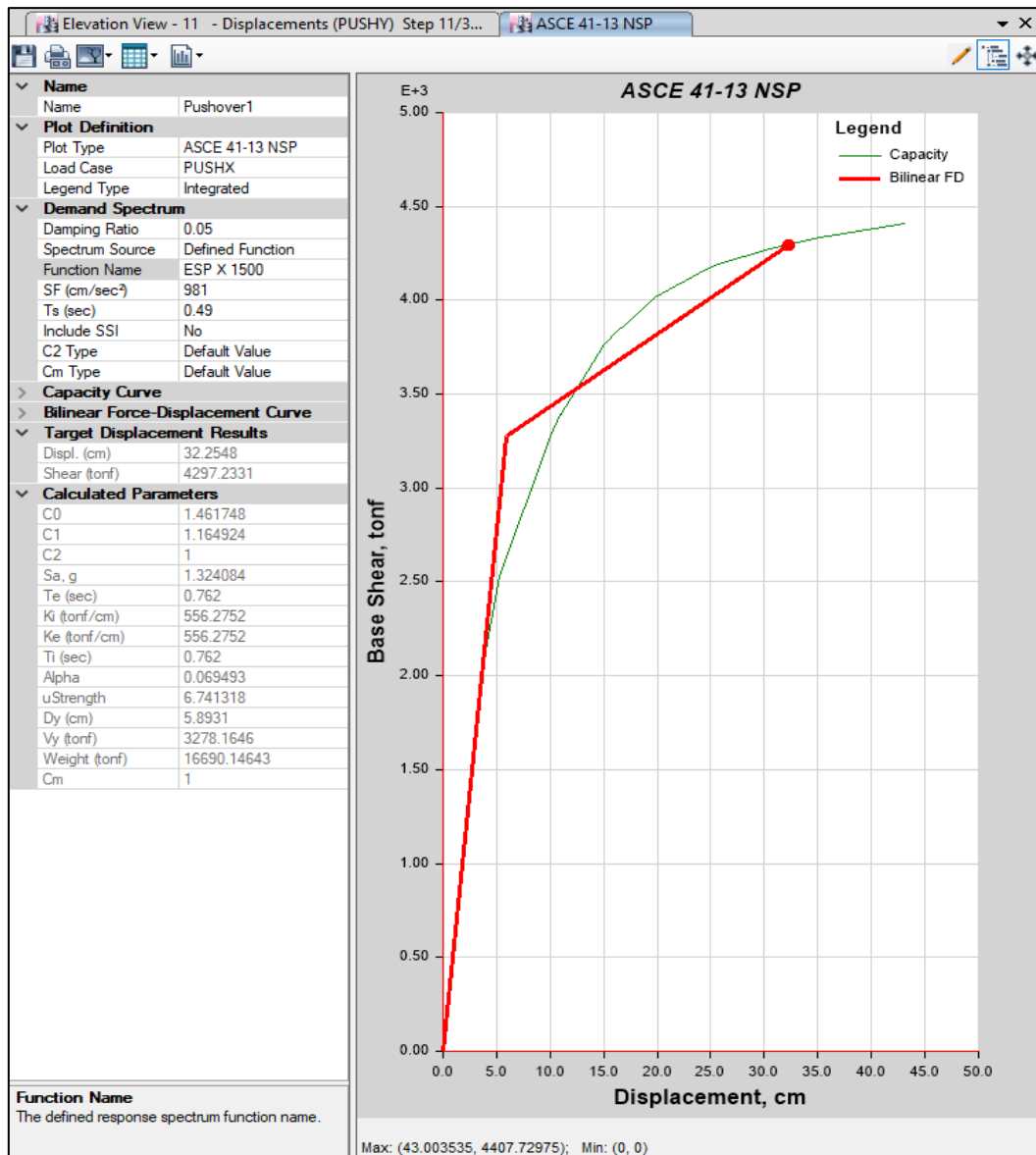
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

e) SISMO EXTREMADAMENTE RARO (T = 1500 AÑOS)

Figura 147

Representación Bilineal de Sismo Extremadamente Raro Dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.3225 m, 4297.24 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0589 m, 3278.16 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 6.74\right)$

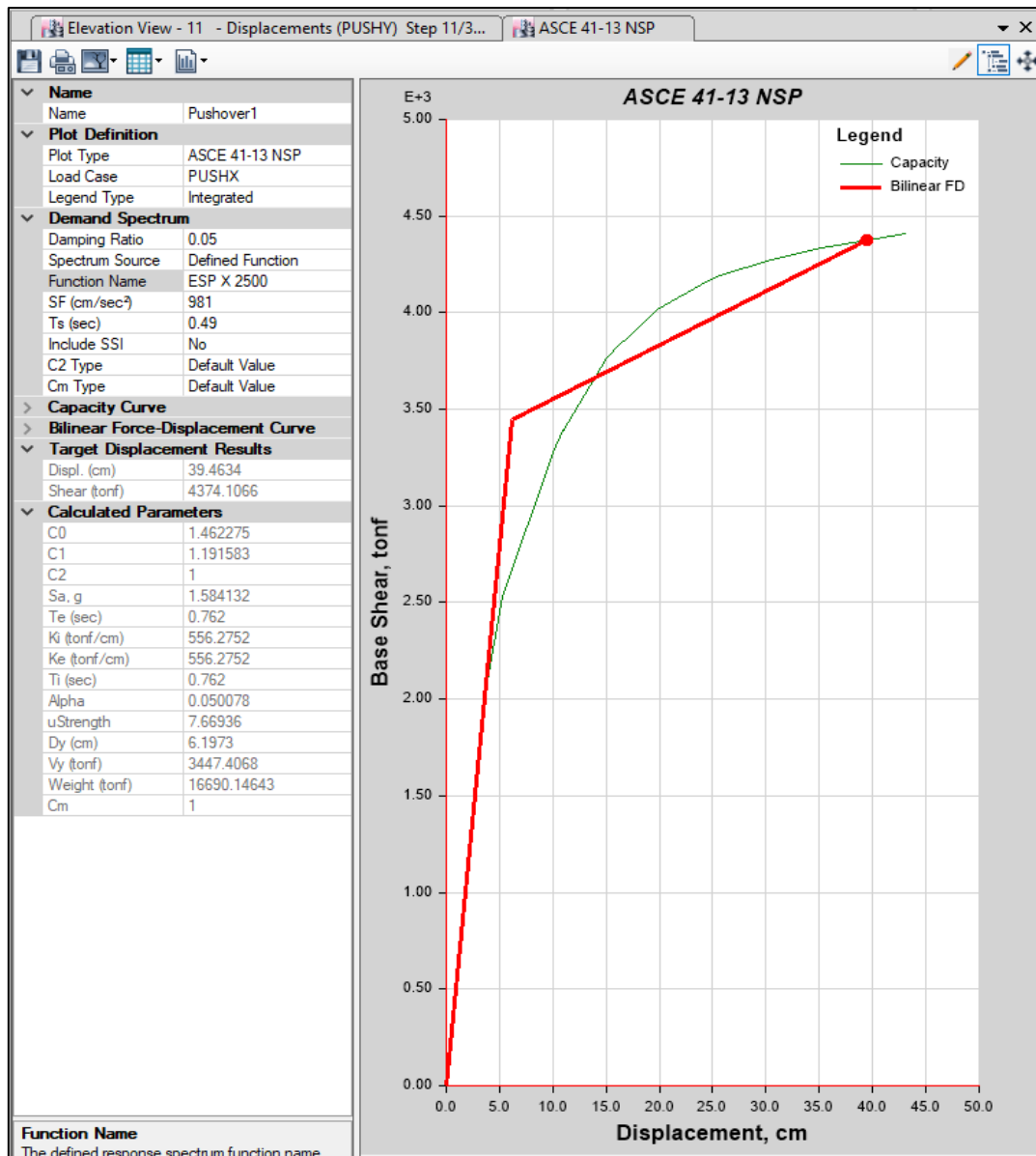
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

f) SISMO CATASTROFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 148

Representación bilineal de sismo catastrófico en dirección X-X



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.3946 m, 4374.11 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.0619 m, 3447.41 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 7.67\right)$

Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (556.28 tnf/cm)$

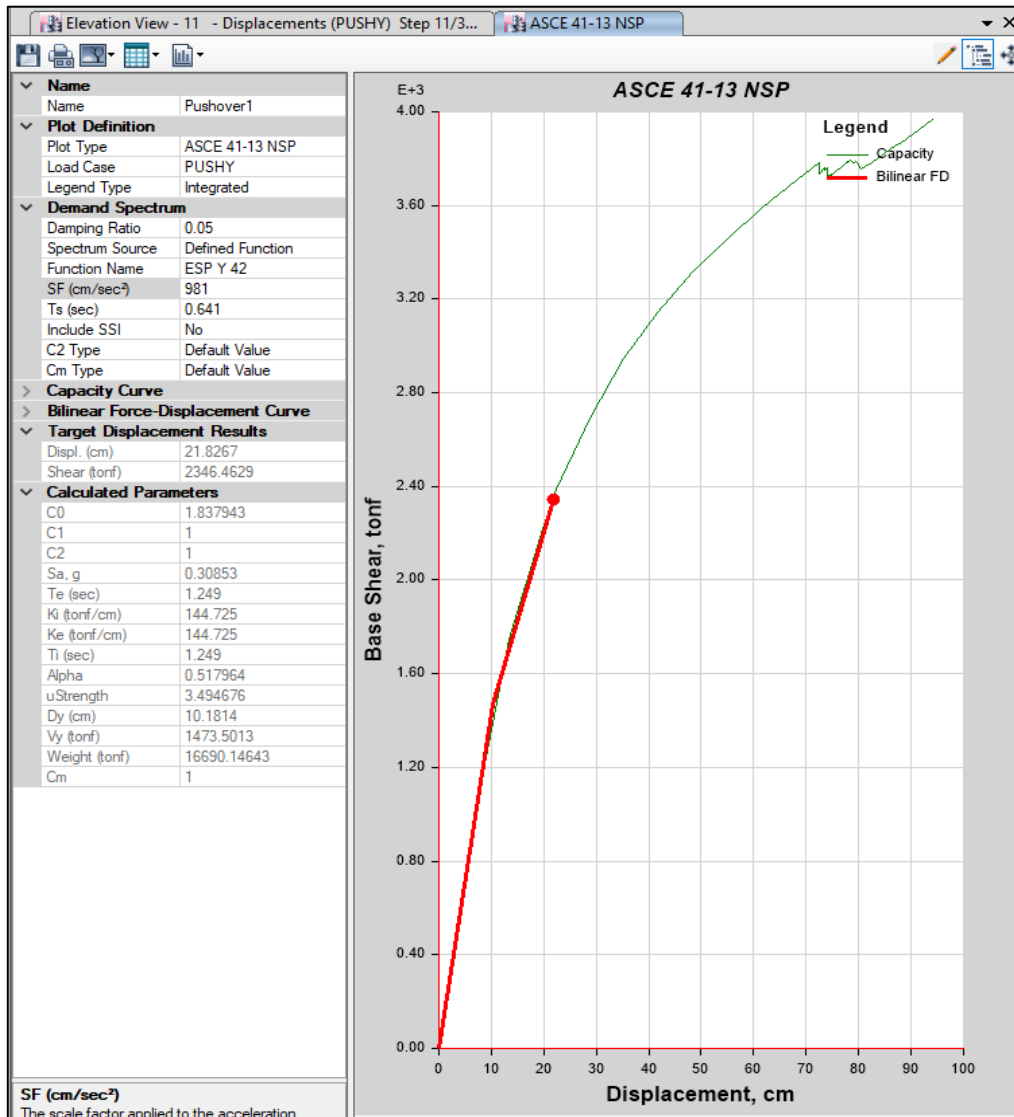
Rigidez lateral inicial $(K_i) = (556.28 tnf/cm)$

SISMOS EN DIRECCION Y

a) SISMO FRECUENTE (T = 42 AÑOS)

Figura 149

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.2183 m, 2346.47 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.1018 m, 1473.50 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 3.4947\right)$

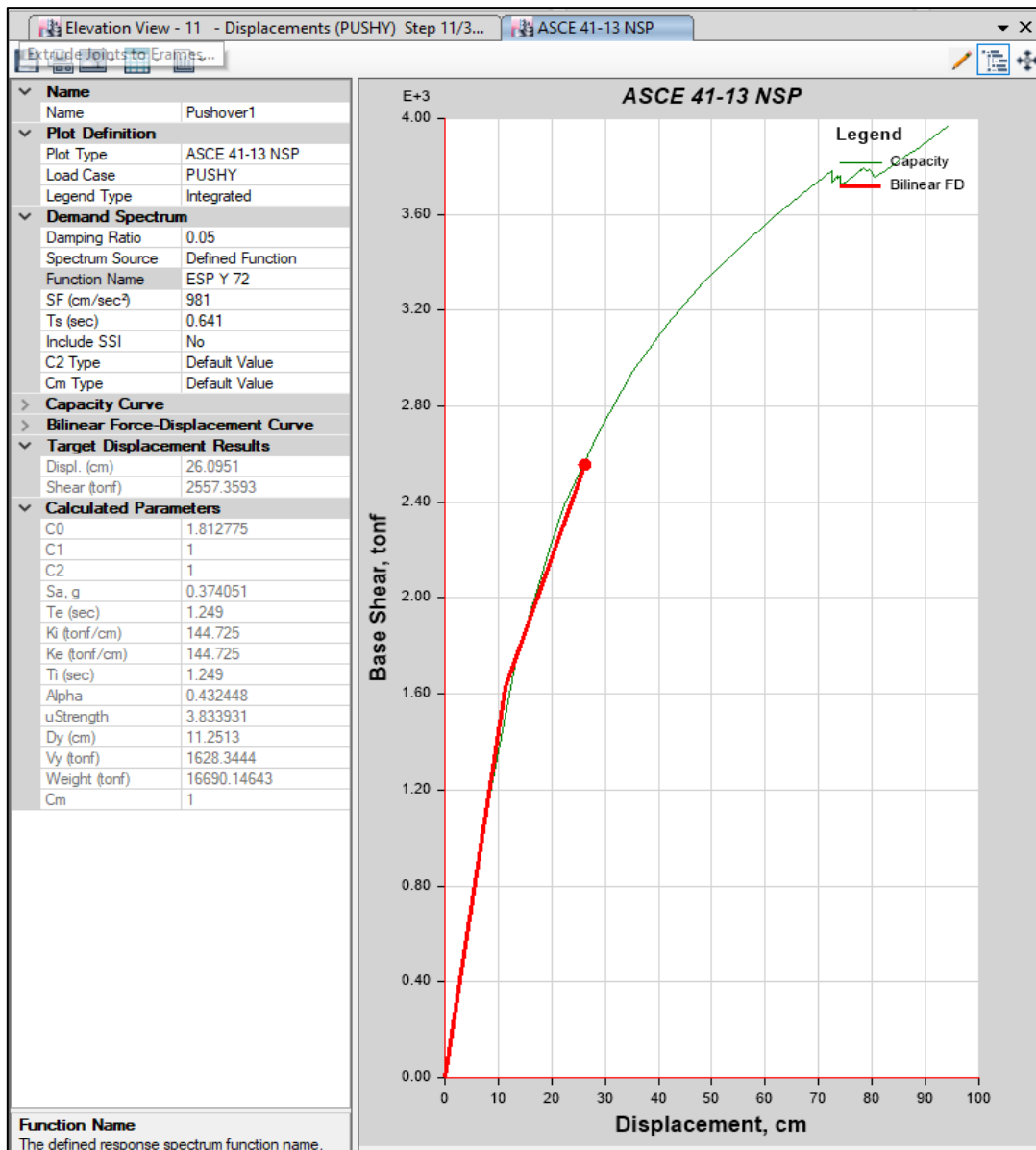
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (144.725 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

b) SISMO DE SERVICIO (T = 72 AÑOS)

Figura 150

Representación Bilineal de Sismo de Servicio en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.2609 m, 2557.36 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.1125 m, 1628.34 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 3.833\right)$

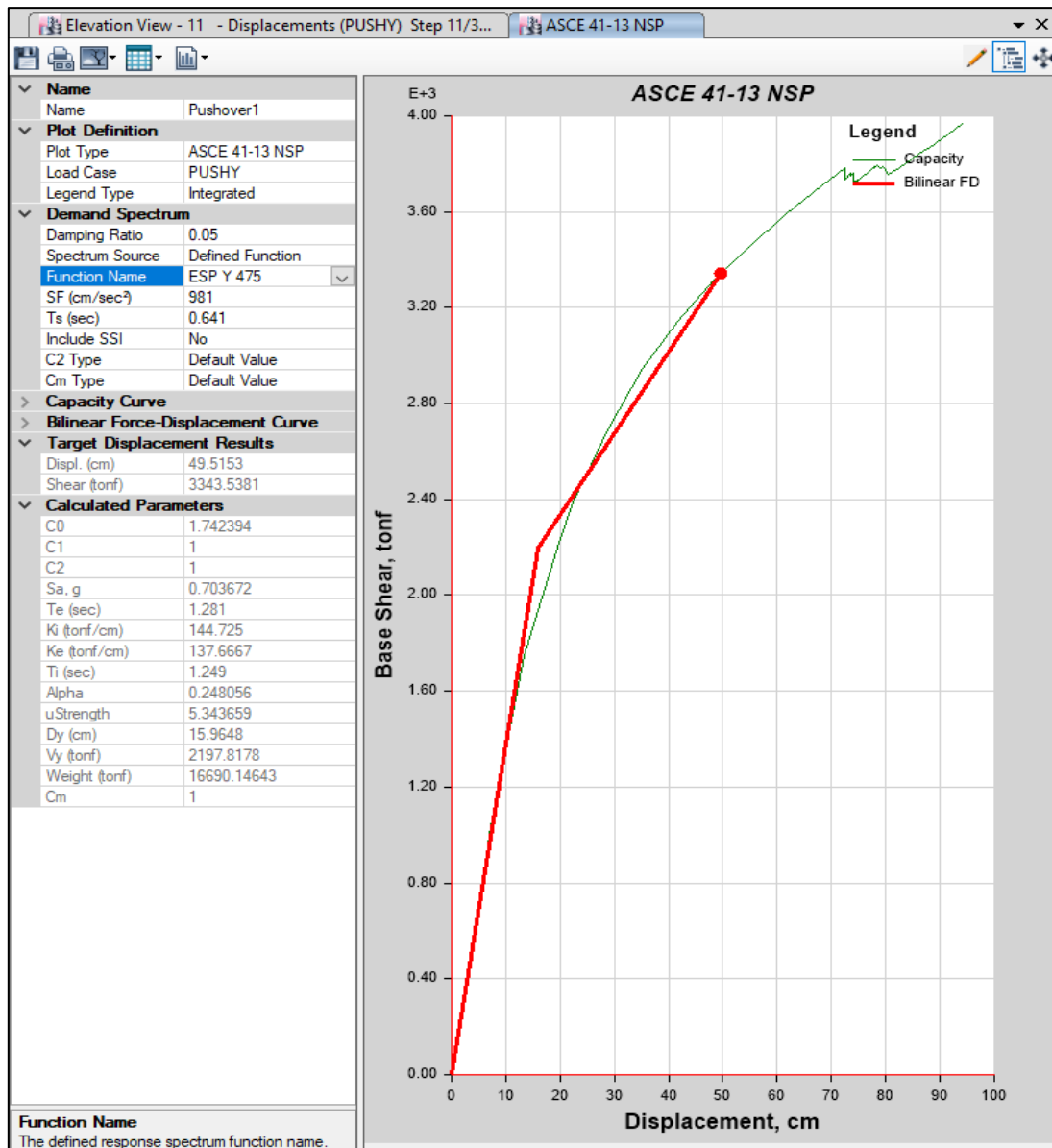
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (144.725 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

c) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 151

Representación Bilineal de Sismo de Diseño en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.4952 m, 3343.54 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.1596m, 2197.82 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 5.344\right)$

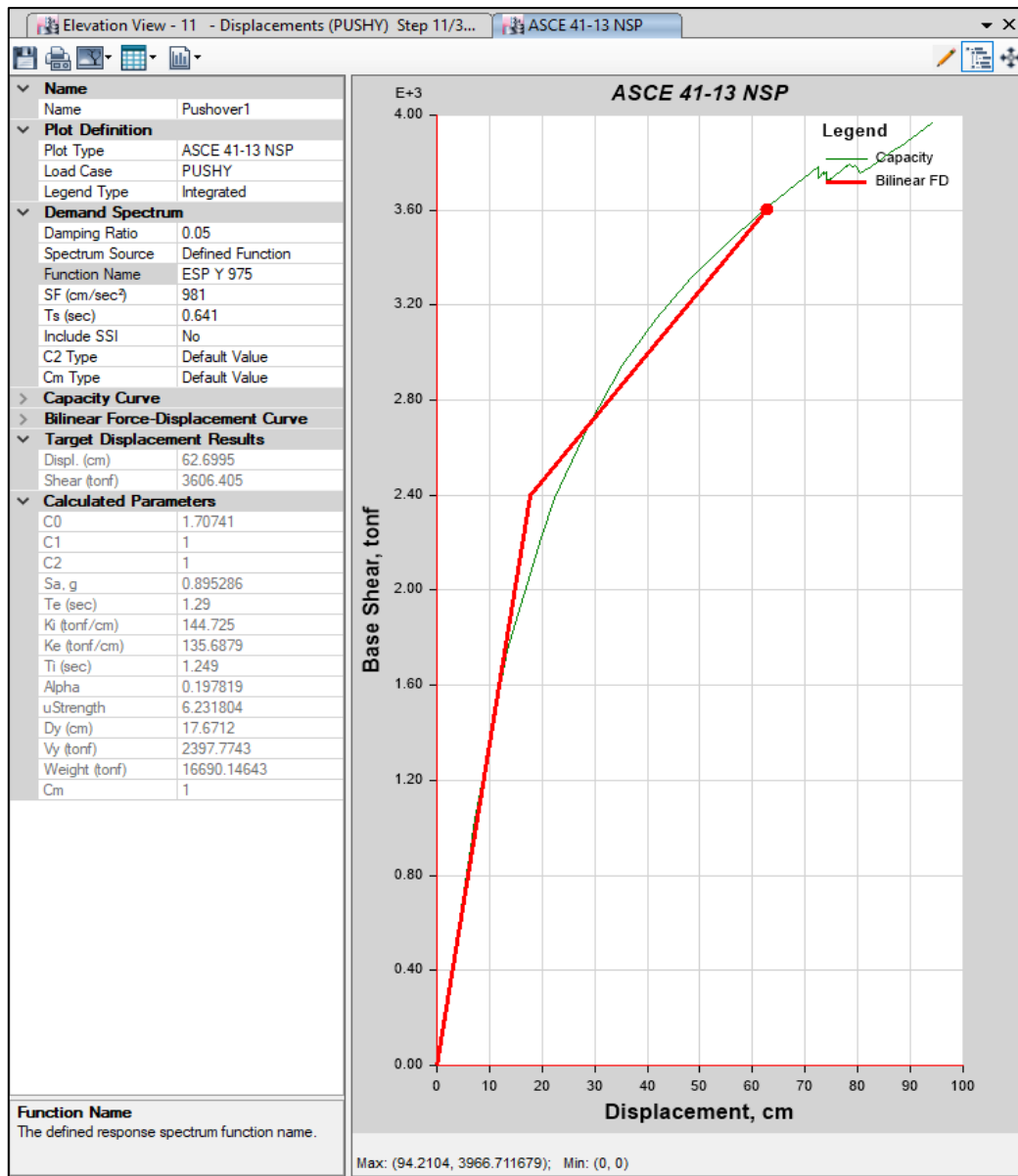
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (137.67 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

d) SISMO MÁXIMO (T = 975 AÑOS)

Figura 152

Representación Bilineal de Sismo Máximo en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.6270 m, 3606.40 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.1767 m, 2397.77 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 6.23\right)$

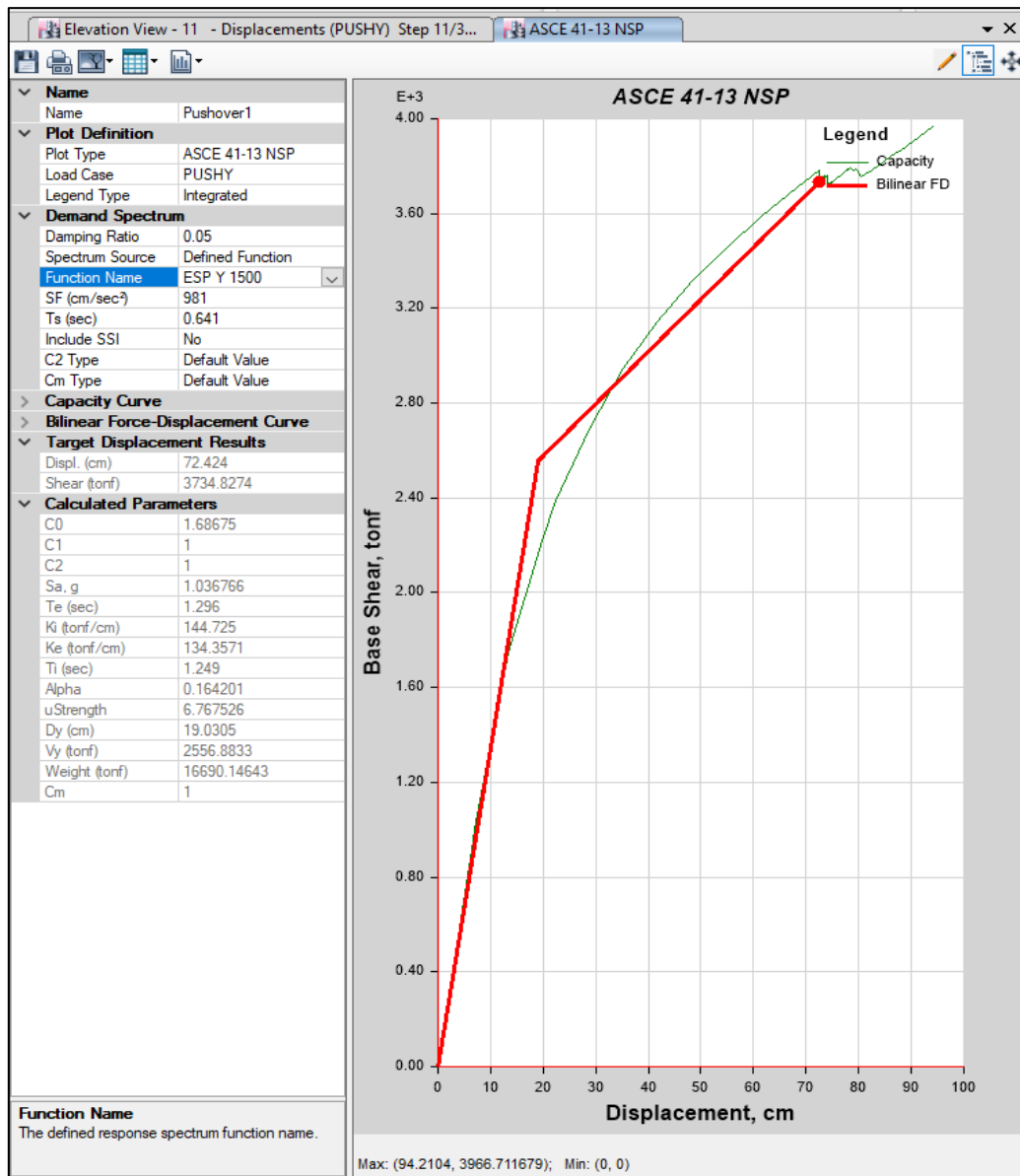
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (135.69 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

e) SISMO EXTREMADAMENTE RARO (T = 1500 AÑOS)

Figura 153

Representación Bilineal de Sismo Extremadamente Raro Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.7242 m, 3734.83 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.1903 m, 2556.88 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{d_u}{d_y} = 6.7675\right)$

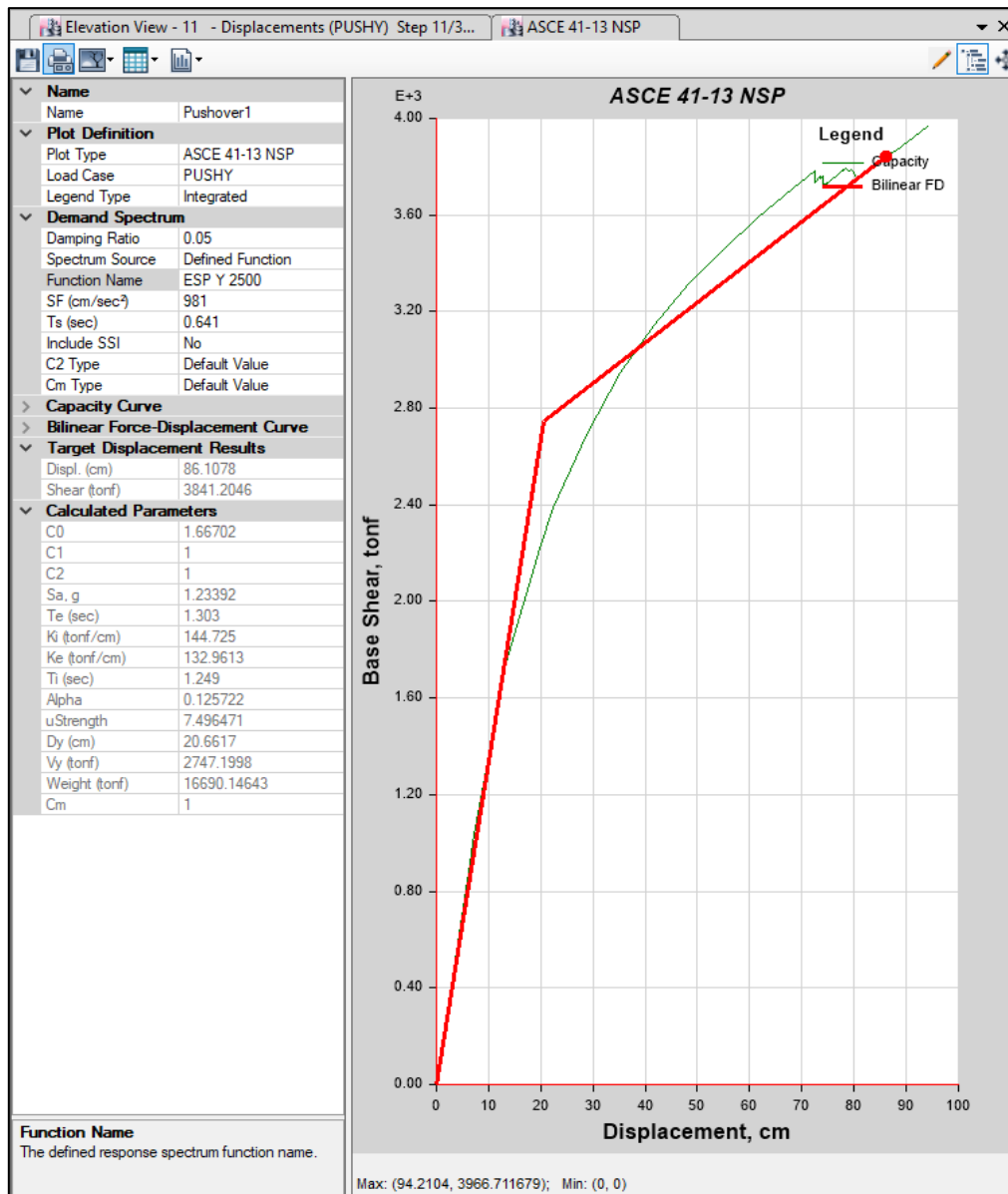
Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (134.36 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

f) SISMO CATASTROFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 154

Representación Bilineal de Sismo Catastrófico en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs 2016 – Adaptación Propia

Desplazamiento ultimo $(D_u, V_u) = (0.8611 m, 3841.20 tnf)$

Punto de fluencia efectiva $(D_y, V_y) = (0.2066 m, 2747.20 tnf)$

Ductilidad $\mu = \left(\frac{du}{dy} = 7.4964\right)$

Rigidez lateral efectiva $(K_e) = (132.96 tnf/cm)$

Rigidez lateral inicial $(K_i) = (144.725 tnf/cm)$

En resumen, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 79

Puntos de Desempeño en la Dirección X

Puntos de desempeño - Dirección X											
Tr =	42	Tr =	72	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	1500	Tr =	2500
D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)
8.39	3016.73	10.29	3302.99	20.79	4045.97	27.26	4218.67	32.25	4297.23	39.46	4374.11

Tabla 80

Puntos de Desempeño en la Dirección Y

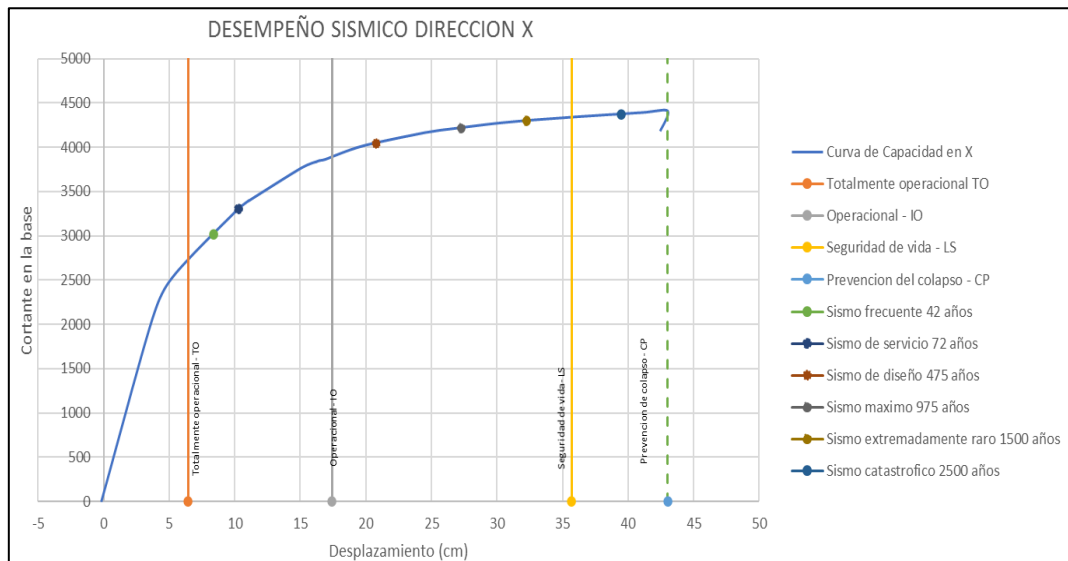
Puntos de desempeño - Dirección Y											
Tr =	42	Tr =	72	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	1500	Tr =	2500
D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)	D (cm)	V (tnf)
21.83	2346.46	26.10	2557.36	49.52	3343.54	62.70	3606.41	72.42	3734.83	86.11	3841.20

3.6.4.6. Evaluación de Puntos de desempeño

Se colocarán los puntos de desempeño, en función de una cortante máxima y un desplazamiento ubicados mediante el método de coeficientes, obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 155

Desempeño Sísmico en X-X



En la dirección XX, se presentan los mayores cortantes en la base con respecto a la dirección YY, esto debido a la presencia de placas de 7.44 m, por ejemplo, la placa P20 ubicado en las cajas de escaleras, que tiene una gran resistencia, sin embargo, pasa lo contrario con la dirección YY en temas de desplazamientos, al no tener tantos elementos resistentes a cortante, es decir tiene menos rigidez.

Se evalúa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de amenaza sísmica, según la NTP E. 030, para una edificación de categoría A, el sismo de diseño debe estar en un nivel de ocupación inmediata (IO), para que este sirva de refugio en caso de emergencia.

Tabla 81*Evaluación de Desempeño en Dirección X-X*

Evaluación de Desempeño - Dirección X					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años		X		
Servicio (Ocacional)	72 años		X		
Diseño (Raro)	475 años			X	
Maximo (Muy raro)	975 años			X	
Extremadamente raro	1500 años			X	
Catastrofico	2500 años				X

Tabla 82*Evaluación de Desempeño en Dirección X-X para Verificación de Objetivo*

Evaluación de Desempeño - Dirección X					
Sismo	TO	IO	LS	CP	¿Cumple con objetivo?
Frecuente	X				NO
Servicio (Ocacional)	X				NO
Diseño (Raro)		X			NO
Maximo (Muy raro)			X		SI

De igual manera se procede a calcular los puntos de desempeño en la curva capacidad obtenida para la dirección Y-Y.

Figura 156

Desempeño sísmico en Y-Y

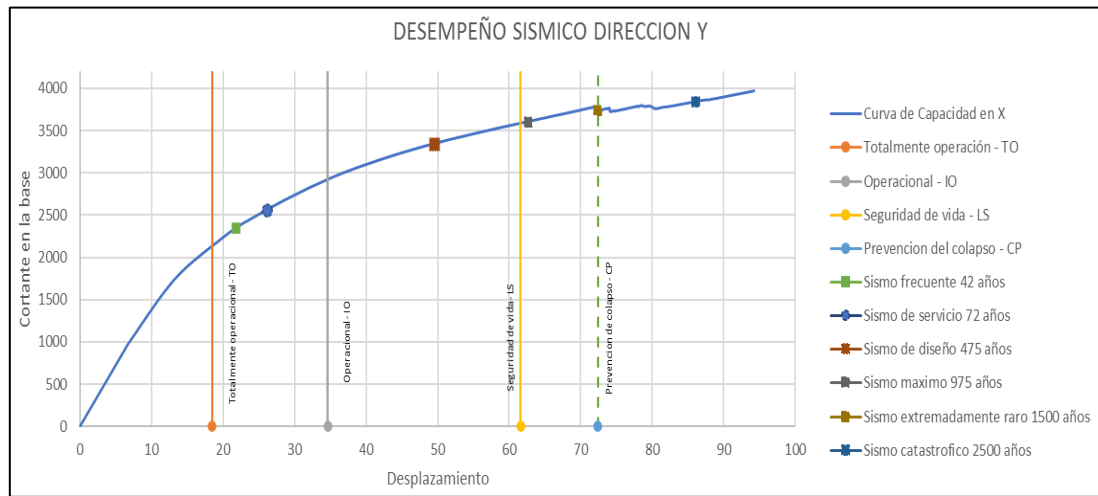


Tabla 83

Evaluación de Desempeño en Dirección Y-Y

Evaluación de Desempeño - Dirección Y					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años		X		
Servicio (Ocasional)	72 años		X		
Diseño (Raro)	475 años			X	
Maximo (Muy raro)	975 años				X
Extremadamente raro	1500 años				X
Catastrofico	2500 años				COLAPSO

Tabla 84

Evaluación de Desempeño en Dirección Y-Y para Verificación de Objetivo

Evaluación de Desempeño - Dirección Y					
Sismo	TO	IO	LS	CP	¿Cumple con objetivo?
Frecuente	X				NO
Servicio (Ocasional)	X				NO
Diseño (Raro)		X			NO
Maximo (Muy raro)			X		NO

Para ambas direcciones de análisis, el sismo de servicio se encuentra pasando el límite de totalmente Operacional y no cumple con el objetivo de desempeño planteado. Se obtuvo que el sismo máximo en la dirección X, si cumple con el objetivo de desempeño propuesto, sin embargo, en la dirección Y no se cumple.



CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Análisis Estático Lineal

4.1.1. Sistema estructural.

En función a los esfuerzos cortantes en la base de los elementos verticales tales como columnas y muros estructurales, se determinó que el sistema estructural es de MUROS ESTRUCTURALES en ambas direcciones de análisis, de acuerdo a la normativa peruana NTP E. 030 como se demuestra en la sección 3.6.2.1 de la presente investigación, a través de las tablas 31 y 32, mientras que el expediente técnico, el ingeniero estructuralista lo asume como un sistema estructural DUAL, que conlleva a una variación en el valor del coeficiente de reducción sísmica R_o .

4.1.2. Irregularidades estructurales.

Se realizó un procedimiento de verificación de irregularidades estructurales en planta y en altura de la edificación, partiendo de la información del expediente técnico, donde se menciona que la estructura es regular. En el cálculo realizado se demuestra que la edificación presenta una irregularidad TORSIONAL en planta en la dirección de análisis Y, tal como se determina en la sección 3.6.2.2.2, esto se debe a la presencia de una conglomeración de muros estructurales ubicados en la caja de escaleras de emergencia, solamente al lado izquierdo de la edificación.

4.1.3. Espectro de respuesta.

Se calculo los espectros de respuesta para ambas direcciones de análisis y debido a la irregularidad presente en la dirección de análisis Y se tiene 2 diferentes espectros; en la dirección X con una aceleración espectral cuyo máximo valor es de 0.1875, siendo menor que el espectro en la dirección Y con un máximo valor de 0.25, tal como se determina en la sección 3.6.2.3. donde se aprecia los espectros en la figura 98 de la presente investigación.

4.1.4. Derivas de entrepiso.

Se determino en el análisis estático lineal, que la deriva máxima de entre piso para ambas direcciones de análisis son:

DIRECCION X: 0.0046

DIRECCION Y: 0.0101

Estos valores según normativa peruana E. 030 no deberían ser mayores a 0.007, los resultados se obtienen en la sección 3.6.2.5. en la tabla 50 de la presente investigación.

4.2. Análisis Estático no Lineal

4.2.1. Fuerzas pushover

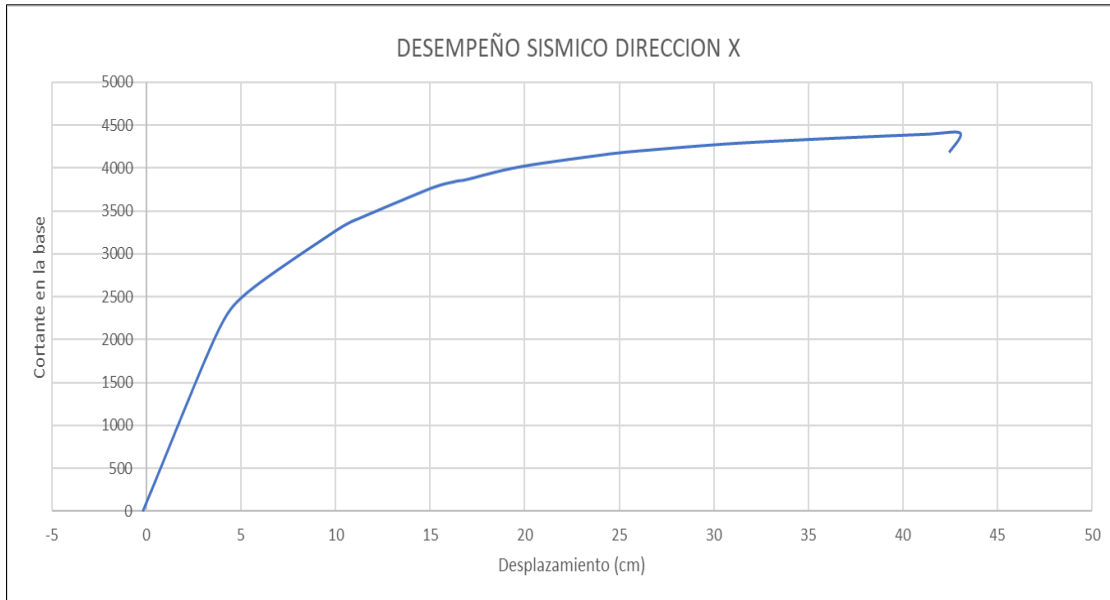
Se determinaron el patrón de cargas laterales, para el análisis no lineal en función a las cortantes de entrepiso, estas cortantes son modificados con los cortantes basales mínimos recomendados por la normativa vigente. Donde se obtuvo los siguientes resultados mostrados en la tabla 55:

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Cortante por piso (tnf)	Fi (tnf)	F LATERAL PUSH X
Losa de Techo	160.94	160.94	6.67
Terraza	534.78	373.84	15.49
9° Nivel	858.92	324.14	13.43
8° Nivel	1121.59	262.67	10.89
7° Nivel	1344.11	222.52	9.22
6° Nivel	1535.58	191.47	7.93
5° Nivel	1701.60	166.02	6.88
4° Nivel	1845.93	144.33	5.98
3° Nivel	1979.70	133.77	5.54
2° Nivel	2101.80	122.10	5.06
1° Nivel	2198.75	96.96	4.02
Sótano 1	2252.62	53.87	2.23
Sótano 2	2276.76	24.13	1.00
$\alpha=$		0.04	
PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Cortante por piso (tnf)	Fi (tnf)	F LATERAL PUSH Y
Losa de Techo	187.05	187.05	11.49
Terraza	599.80	412.76	25.35
9° Nivel	942.25	342.45	21.03
8° Nivel	1206.52	264.27	16.23
7° Nivel	1425.86	219.34	13.47
6° Nivel	1614.73	188.86	11.60
5° Nivel	1781.80	167.07	10.26
4° Nivel	1931.32	149.53	9.18
3° Nivel	2077.49	146.17	8.98
2° Nivel	2215.00	137.51	8.45
1° Nivel	2326.16	111.16	6.83
Sótano 1	2382.04	55.88	3.43
Sótano 2	2398.32	16.28	1.00
$\alpha=$		0.06	

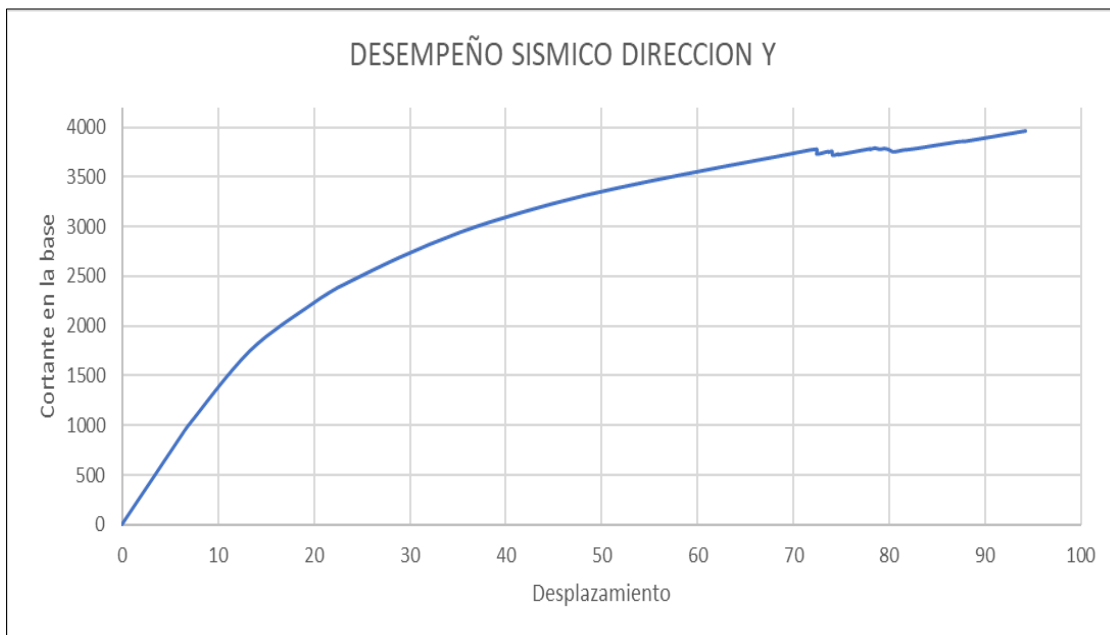
Como se observa en las tablas, las fuerzas laterales van incrementando en cada nivel de entrepiso, la obtención del patrón de cargas laterales es demostrado en la sección 3.6.3.3.1. de la presente investigación.

4.2.2. Curva de capacidad

Se determino las curvas de capacidades en ambas direcciones de análisis, donde se obtuvo el siguiente resultado calculado en la sección 3.6.4.3 de la presente investigación:



En dirección de análisis X, se determinó una cortante máxima de 4407 toneladas con un desplazamiento de 43 cm en el punto más alto de la edificación, además se determinó que la estructura se comporta de una manera lineal hasta una cortante de 2058 toneladas con un desplazamiento de 3.7 cm.



En dirección de análisis Y se determinó una cortante máxima de 3760 toneladas con un desplazamiento de 74 cm en el punto más alto de la edificación, además se determinó que

la estructura se comporta de una manera lineal hasta una cortante de 917 toneladas con un desplazamiento de 6 cm.

4.2.3. Ductilidad

Se determinó a través de la curva de capacidad, que los factores de ductilidad para ambas direcciones de análisis son:

DIRECCION X: 6.67

DIRECCION Y: 3.93

Estos valores son determinados a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad para cada dirección de análisis, obtenidos en la sección 3.6.4.3.1. de la presente investigación.

4.2.4. Demanda sísmica

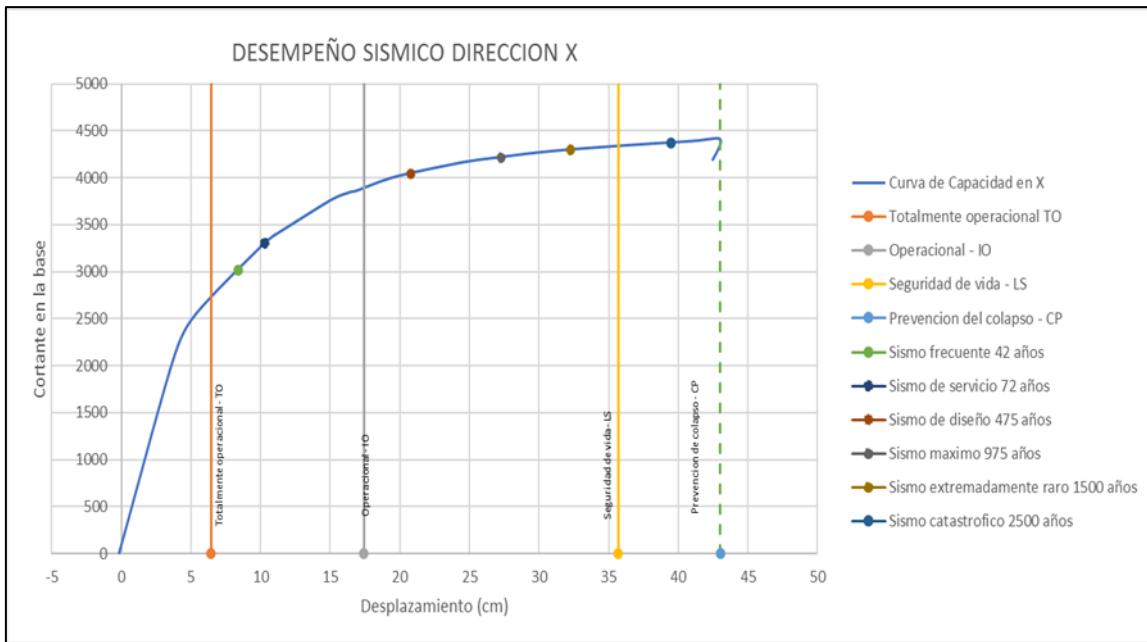
Se obtuvieron los espectros de respuesta de la edificación en ambas direcciones de análisis, para cada sismo de demanda de acuerdo a las especificaciones de la normativa NTP E.030, cabe mencionar que la probabilidad de retorno, el factor K, Factor de Corrección FC y el Factor R son obtenidos del Comité Visión 2000.

PERIODOS DE RETORNO							
Probabilidad de retorno	Sismo	Años a evaluar	Periodo de retorno según norma (años)	Nuevo Periodo de retorno (años)	K	Factor de correccion FC	Factor R
70.00%	Frecuente	50	475	42.03	0.35	0.43	2.34
50.00%	Servicio (Ocasional)	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
10.00%	Diseño (Raro)	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
5.00%	Maximo (Muy raro)	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
3.28%	Extremadamente Raro	50	475	1499.75	0.35	1.50	0.67
1.98%	Catastrofico	50	475	2500.67	0.35	1.79	0.56

Cabe mencionar que el sismo de diseño es de 475 años, y la vida útil de la estructura es de 50 años, el cálculo es determinado en la sección de 3.6.4.2.

4.2.5. Desempeño sísmico

Al determinar las fuerzas cortantes para cada nivel de sismo se obtiene los siguientes resultados del punto de desempeño, se muestran a continuación la figura 155 y la tabla 81:



Evaluacion de Desempeño - Direccion X

Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años		X		
Servicio (Ocasional)	72 años		X		
Diseño (Raro)	475 años			X	
Maximo (Muy raro)	975 años			X	
Extremadamente raro	1500 años			X	
Catastrofico	2500 años				X

En la dirección de análisis X, se muestra que la estructura para un sismo frecuente y de servicio se encuentra en un nivel de Ocupación Inmediata, para el sismo de diseño, máximo y extremadamente raro se encuentra en un nivel de Seguridad de vida y para un sismo catastrófico se encuentra en un nivel de prevención del colapso, el cálculo de cada punto de desempeño se muestra en la sección 3.6.4.5. de la presente investigación.

De igual manera para la otra dirección de análisis (Y-Y), se muestran a continuación la figura N 156 y la tabla 83: