

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

**Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el
desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco – 2024**

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

Bach. Fredy Rubén CASTAÑEDA CALZADA

Bach. Charlys Dolfy VILLANUEVA TEMPLADERA

Asesor:

Dr. Eleuterio Andrés ZAVALETA SANCHEZ

Cerro de Pasco – Perú - 2025

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

**Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el
desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco – 2024**

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado.

Mg: José German RAMIREZ MEDRANO

PRESIDENTE

Mg: Giovana Jessica BLAS OCEDA

MIEMBRO

Mg: Isaac Neil Ubaldo CORNELIO MUÑOZ

MIEMBRO



Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión
Facultad de Ingeniería
Unidad de Investigación

INFORME DE ORIGINALIDAD N° 348-2025-UNDAC/UIFI

La Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión en mérito al artículo 23° del Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales aprobado en Consejo Universitario del 21 de abril del 2022, La Tesis ha sido evaluado por el software antiplagio Turnitin Similarity, que a continuación se detalla:

Tesis:

Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco – 2024

Apellidos y nombres del tesista

Bach. Fredy Rubén, CASTAÑEDA CALZADA
Bach. Charlys Dolfy, VILLANUEVA TEMPLADERA

Apellidos y nombres del Asesor:

Dr. Eleuterio Andrés, ZAVALITA SANCHEZ

Escuela de Formación Profesional

Ingeniería Civil

Índice de Similitud

8 %

APROBADO

Se informa el Reporte de evaluación del software similitud para los fines pertinentes.

Cerro de Pasco, 24 de noviembre del 2025



Firmado digitalmente por PALOMINO
ISIDRO Ruben Edgar FAU
20154605046 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 24.11.2025 22:29:45 -05:00

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicada en primer lugar a Dios por nunca habernos dejado a pesar de las dificultades de la vida, a nuestros queridos Padres por su gran apoyo emocional e incondicional.

A nuestros docentes universitarios por su gran labor del educar y forjar a los estudiantes a ser gran hombres de bien que servirán a la región central del Perú y a nuestros queridos amigos por su gran compañía y la gran lucha continua de terminar esta carrera que nos hemos trazado

AGRADECIMIENTO

A Dios, por brindarnos las esperanzas de seguir logrando nuestros sueños y por habernos abierto tantas puertas en la vida. A nuestros padres, por su gran apoyo motivacional y emocional, también por brindarnos grandes consejos de vida.

A la “Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión” por todas las enseñanzas impartidas en nuestra formación profesional y también por habernos brindado muchas facilidades, las cuales nos ayudaron para poder terminar esta meta que nos hemos trazado.

A nuestros distinguidos profesores de la “Escuela de formación profesional de ingeniería civil” por habernos impartido sus múltiples conocimientos y por habernos impartido sus grandes valores las cuales nos ayudaran grandemente en la vida profesional como la responsabilidad, disciplina y la humildad.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal realizar la comparación del análisis sísmico estático lineal con el análisis sísmico estático no lineal a través del cálculo del desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, esto con los parámetros sísmicos del distrito de Yanacancha, centro poblado de San Juan Pampa.

Se realizó como primer paso el cálculo del diseño sismorresistente del edificio de 10 pisos mediante los lineamientos que nos exige el análisis de diseño sísmico estático lineal de la normativa del Perú E030, se diseñó luego todos los elementos estructurales con las ecuaciones y exigencias que nos propone la norma E060, ya diseñado el edificio se le aplicó el análisis sísmico estático no lineal, para así poder calcular los desempeños sísmicos que tendrá la estructura para diferentes demandas sísmicas. Esto se logró construyendo modelos no lineales para cada elemento estructural (rotulas plásticas) según los lineamientos de la norma ASCE 41-13, se construyó luego la curva de capacidad de la estructura para cada dirección de análisis y se pasó al cálculo del desempeño sísmico y ductilidad del edificio en estudio mediante el método propuesto por la norma ATC-40 espectro capacidad, para diferentes tipos de demanda sísmica (sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro), hecho esto se verificó los desempeños sísmicos con los objetivos de desempeño que nos propone la norma comité visión 2000, entonces se realizó la comparación con los parámetros inicialmente considerados mediante el análisis lineal como la deriva máxima, ductilidad, coeficiente de reducción sísmica y estado de la estructura post sismo.

Al realizar la comparación se concluyó que el análisis sísmico estático no lineal es un método más completo para el cálculo y verificación de los parámetros sísmicos y estructurales del edificio en estudio.

Palabras claves: Análisis sísmico estático lineal y no lineal, curva de capacidad, demandas sísmicas, desempeño sísmico, objetivos de desempeño sísmico.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to compare linear static seismic analysis with nonlinear static seismic analysis by calculating the seismic performance of a 10-story building, using the seismic parameters of the Yanacancha district.

As a first step, the seismic-resistant design of the 10-story building was carried out following the guidelines required by the linear static seismic analysis according to the Peruvian standard E.030. Subsequently, all structural elements were designed based on the equations and requirements established by standard E.060. Once the building was fully designed, the nonlinear static seismic analysis was applied in order to calculate the seismic performance of the structure under different seismic demands.

This was achieved by developing nonlinear models for each structural element (plastic hinges) according to the guidelines of the ASCE 41-13 standard. The capacity curve of the structure was then developed for each direction of analysis, and the seismic performance and ductility of the building under study were calculated using the method proposed by the ATC-40 standard (capacity spectrum method), for different types of seismic demand (frequent, occasional, rare, and very rare earthquakes).

After this, the seismic performance results were verified against the performance objectives proposed by the Vision 2000 Committee guidelines. A comparison was then made using the initial parameters considered in the linear analysis, such as maximum drift, ductility, seismic reduction factor, and post-earthquake structural condition.

Upon performing the comparison, it was concluded that nonlinear static seismic analysis is a more comprehensive method for calculating and verifying the seismic and structural parameters of the building under study.

Keywords: Linear and nonlinear static seismic analysis, capacity curve, seismic demands, seismic performance, seismic performance objectives.

INTRODUCCIÓN

Cerro de Pasco, una ciudad con muchas estructuras o edificios que en términos de importancia varían desde comunes hasta esenciales, todas estas edificaciones generalmente se diseñan por el método del análisis sísmico estático lineal, que si bien no está mal ya que te da resultados conservadores, hay casos en que algunas estructuras por su forma, irregularidad, altura y sistema estructural, los valores asumidos mediante el análisis lineal se desfasan del valor real calculado y no es suficiente solo este método para poder predecir el comportamiento del edificio antes solicitaciones sísmicas. Ante esta necesidad existen métodos más completos que calculan, verifican y evalúan el comportamiento sismorresistente con mayor precisión que el análisis lineal, como el análisis sísmico estático no lineal que es un método que considera la incursión lineal y no lineal de los elementos estructurales, esto permite generar gráficos como la curva capacidad que nos permite verificar las deformaciones del edificio versus las fuerzas laterales a la que esta impuesta.

Partiendo de la curva de capacidad de la estructura podemos calcular los puntos de desempeño de la estructura para diferentes solicitaciones sísmicas, esto a su vez se puede verificar con objetivos de desempeño que nos proponen las normas como en este caso que se utilizara para la presente tesis el comité visión 2000. Todo esto ayuda al diseñador a tener un mejor control de los comportamientos de la estructura ante acciones sísmicas.

En la presente tesis se realizó, en el primer capítulo el planteamiento, formulación del problema, objetivos, justificación e importancia, delimitación del proyecto, hipótesis y variables. En el segundo capítulo se analizó los antecedentes de investigación y las bases teóricas. En el tercer capítulo se vio la metodología. En el cuarto capítulo se

desarrollaron los resultados y discusiones. Y por último se desarrollaron las conclusiones y recomendaciones, luego se vio la bibliografía y los anexos.

INDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

INDICE

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema.....	1
1.2. Delimitación de la investigación.....	3
1.3. Formulación del problema	3
1.3.1. Problema general.....	3
1.3.2. Problemas específicos	3
1.4. Formulación de objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
1.5. Justificación de la investigación	4
1.6. Limitaciones de investigación.....	5

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio	6
2.1.1. Antecedentes internacionales	6
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	11
2.1.3. Antecedentes Regionales o locales.....	16

2.2.	Bases teóricas- científicas	17
2.2.1.	Análisis sísmico estático lineal.....	17
2.2.2.	Análisis sísmico estático no lineal.....	21
2.3.	Definición de términos básicos	57
2.4.	Formulación de hipótesis	60
2.4.1.	Hipótesis general	60
2.4.2.	Hipótesis específicas	60
2.5.	Identificación de variables	60
2.5.1.	Variable independiente	60
2.5.2.	Variable dependiente	61
2.6.	Definición operacional de variable e indicadores	62

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1.	Tipo de investigación	63
3.1.1.	En razón a los propósitos de la investigación.....	63
3.2.	Nivel de investigación.....	63
3.3.	Métodos de investigación.....	63
3.3.1.	Método de investigación específica.....	63
3.4.	Diseño de investigación.	63
3.5.	Población y muestra.	64
3.5.1.	Población	64
3.5.2.	Muestra	64
3.6.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.	64
3.7.	Tratamiento estadístico.	65

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo	66
4.1.1. Estructura de estudio	66
4.1.2. Bases de calculo	66
4.1.3. Modelo matemático	69
4.1.4. Análisis modal	80
4.1.5. Análisis sísmico estático lineal.....	81
4.1.6. Diseño estructural	98
4.1.7. Análisis sísmico estático no lineal.....	103
4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados	115
4.2.1. Desempeño de la estructura en la dirección XX	115
4.2.2. Desempeño de la estructura en la dirección YY	121
4.3. Prueba de hipótesis.....	128
4.4. Discusión de resultados.....	133

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Factores de zona “Z”	17
Tabla 2	Clasificación de los perfiles de suelo	18
Tabla 3	Factor de suelo “S”	19
Tabla 4	Periodo T_p y T_l	19
Tabla 5	Parámetros de modelado y criterios numéricos	29
Tabla 6	Parámetros de modelado y criterios numéricos	30
Tabla 7	Parámetros de modelado y criterios numéricos	31
Tabla 8	Movimiento sísmico de diseño	32
Tabla 9	Niveles de desempeño para el comité visión 2000	36
Tabla 10	Niveles de desempeño para el ATC- 40	38
Tabla 11	Objetivos del desempeño sísmico de una estructura para el comité visión 2000	40
Tabla 12	Objetivos del desempeño sísmico de una estructura para el ATC-40	41
Tabla 13	Objetivos del desempeño sísmico de una estructura para FEMA 356	42
Tabla 14	Reporte de masas participativas de la estructura	81
Tabla 15	Reporte de peso de la estructura considerando una combinación 100%CM+25%CV	83
Tabla 16	Cálculo de distribución en altura de la cortante en la base V_x	84
Tabla 17	Cálculo de distribución en altura de la cortante en la base V_y	86
Tabla 18	Verificación de irregularidad de piso blando en la dirección XX	87
Tabla 19	Revisión de irregularidad de piso blando en la dirección YY	88
Tabla 20	Verificación de irregularidad de piso blando en la dirección XX	89
Tabla 21	Verificación de irregularidad de piso blando en la dirección YY	89
Tabla 22	Verificación de irregularidad de masa o peso	90

Tabla 23 Verificación de irregularidad Torsional dirección XX.....	92
Tabla 24 Verificación de irregularidad Torsional dirección YY.....	93
Tabla 25 Solicitaciones sísmicas de las placas del edificio en dirección XX	95
Tabla 26 Solicitaciones sísmicas de las placas del edificio en dirección YY	96
Tabla 27 Verificación de derivas en la dirección YY.	98
Tabla 28 Verificación de derivas en la dirección XX	98
Tabla 29 Resultados de parámetros sísmicos y estructurales aplicado ambos tipos de análisis sísmico en el edificio de 10 pisos.	129
Tabla 30 Parámetros sísmicos resultado de aplicar el análisis sísmico estático lineal al edificio de 10 pisos.	132
Tabla 31 Desempeño sísmico vs objetivos de desempeño en la dirección XX.....	135
Tabla 32 Desempeño sísmico vs objetivos de desempeño en la dirección YY.....	135
Tabla 33 Verificación de derivas en la dirección YY	136
Tabla 34 Verificación de derivas en la dirección XX	136
Tabla 35 Desempeño del edificio vs objetivos de desempeño según el comité visión 200 dirección XX.	46
Tabla 36 Desempeño del edificio vs objetivos de desempeño según el comité visión 200 dirección YY	46

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva esfuerzo- deformación de un cuerpo simple y confinado	22
Figura 2 Curva esfuerzo- deformación concreto confinado y sin confinar	23
Figura 3 Modelo elastoplástico perfecto	24
Figura 4 Modelo trilineal.....	25
Figura 5 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación	26
Figura 6 Puntos de intersección del diagrama trilineal momento- curvatura.....	27
Figura 7 Diagrama momento rotación.....	27
Figura 8 Idealización del momento rotación	28
Figura 9 Sectorización de la curva de capacidad	41
Figura 10 Distribución de cargas laterales	44
Figura 11 Distribución vertical proporcional a la distribución cortante por piso	44
Figura 12 Proporción vertical en relación a la forma del modo fundamental.....	45
Figura 13 Representación del análisis Pushover	46
Figura 14 Diagrama espectro de respuesta.....	47
Figura 15 Representación del método espectro-capacidad de linealización equivalente	49
Figura 16 Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento	51
Figura 17 Espectro de reacción de desplazamiento de aceleración (ADRS)	52
Figura 18 Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad.....	54
Figura 19 Representación bilineal del espectro de capacidad	55
Figura 20 Registro de probables puntos de eficiencia.....	56
Figura 21 Zonificación geotécnica de San Juan Pampa, Yanacancha con $D_f=2.50m$..	68
Figura 22 Definición del concreto $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	70

Figura 23 Definición del Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	70
Figura 24 Definición de la viga 30x45	71
Figura 25 Definición de la viga 30X40	71
Figura 26 Definición de la viga 25x30	72
Figura 27 Definición de la viga 25x20	72
Figura 28 Definición de la columna 45x45	73
Figura 29 Definición de la columna 40x40	73
Figura 30 Definición del muro de corte $e = 25 \text{ cm}$	74
Figura 31 Definición de la losa aligerada $e = 20 \text{ cm}$	74
Figura 32 Definición de losa maciza $e = 20 \text{ cm}$	75
Figura 33 Modelo en plata y tridimensional de la estructura	76
Figura 34 Asignación de cargas a las losas	77
Figura 35 Asignación de brazos rígidos en el nudo viga columna.....	78
Figura 36 Asignación de diafragmas rígidos en todas las plantas.....	79
Figura 37 Creación del peso sísmico de la estructura.....	80
Figura 38 Creación del caso modal	80
Figura 39 Aceros en vigas resultado de diseño	101
Figura 40 Aceros en columnas resultado de diseño	102
Figura 41 Aceros en placas resultado de diseño.....	103
Figura 42 Definición de rotula plástica en viga de 30x45.....	104
Figura 43 Definición de rotula plástica en viga de 30x40.....	104
Figura 44 Definición de rotula plástica en viga de 25x30.....	105
Figura 45 Definición de rotula plástica en viga de 25x20.....	105
Figura 46 Definición de rotula plástica en Columna de 45x45	106
Figura 47 Definición de rotula plástica en Columna de 40x40	107

Figura 48 Asignación del refuerzo de la placa	108
Figura 49 Definición de rotula plástica tipo en la placa.	109
Figura 50 Definición de carga gravitación no lineal.	110
Figura 51 Definición de carga lateral en el eje XX.	111
Figura 52 Definición de carga lateral en el eje YY.	111
Figura 53 Espectro de diseño para un sismo frecuente T=43 años.	112
Figura 54 Espectro de diseño para un sismo Ocasional T=72 años.	113
Figura 55 Espectro de diseño para un sismo Raro T=475 años	113
Figura 56 Espectro de diseño para un sismo Muy raro T=950 años	114
Figura 57 Espectro de diseño para un sismo Superior al Muy Raro T=1300 años	114
Figura 58 Generación de rotulas plásticas al aplicar el Pushover en la dirección XX.	115
Figura 59 Curva de capacidad – dirección XX	116
Figura 60 Sectorización de Curva de capacidad – dirección XX.....	117
Figura 61 Punto de desempeño para sismo Frecuente – Dirección XX.....	117
Figura 62 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo frecuente – sectorización de la curva.....	118
Figura 63 Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección XX.....	118
Figura 64 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Ocasional - sectorización de curva.	119
Figura 65 Punto de desempeño para sismo Raro – Dirección XX.....	119
Figura 66 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Raro - sectorización de la curva.	120
Figura 67 Punto de desempeño para sismo Raro – Dirección XX.....	120

Figura 68 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Raro- sectorización de la curva.	121
Figura 69 Generación de rotulas plásticas al aplicar el Pushover en la dirección YY.	122
Figura 70 Curva de capacidad – dirección YY.	123
Figura 71 Sectorización de Curva de capacidad – dirección YY	123
Figura 72 Punto de desempeño para sismo Frecuente – Dirección YY.....	124
Figura 73 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo frecuente - sectorización de la curva.....	124
Figura 74 Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección YY.....	125
Figura 75 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Ocasional – sectorización de la curva.....	125
Figura 76 Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso.	126
Figura 77 Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso. Elevación Eje 1	127
Figura 78 Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso. Elevación Eje C.	128
Figura 79 Objetivos de desempeño según el tipo de edificación	134

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema

Las edificaciones de mayor interés en la ciudad de Cerro de Pasco en sus condiciones de edificaciones esenciales e importantes predominan el sistema estructural de concreto armado, el cual se ha estudiado desde varios años atrás encontrándose ventajas y limitaciones en las técnicas de diseño estructural de este sistema. Es así como las investigaciones sobre su comportamiento y las respuestas estructurales representan un objetivo permanente de la ingeniería. Así mismo se suma el aspecto marcado de la geografía de nuestro país el cual define zonas sísmicas de manera marcada en nuestro territorio esto obliga a diseñar las edificaciones de concreto de armado teniendo en cuenta diversos aspectos que puedan ocasionar daños en las edificaciones, para esto se debe realizar un correcto análisis de la resistencia estructural.

Por eso los investigadores están en la búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanas a la realidad y poder así tener una mejor resistencia

estructural. Una de esas metodologías está basada en el Análisis No Lineal; aunque ya tienen algunos años de haber sido publicadas, todavía no se les está dando la debida importancia, debido a que normalmente los diseños estructurales se han hecho por medio de Análisis Lineal, haciendo uso del mismo se realizará la aplicación sobre el diseño de edificaciones de concreto armado. Además, se pretende aplicar el uso de un software que posibilitará y favorecerá el diseño de la estructura e ir conforme con los avances de la tecnología de tal manera nos permita simplificar y mejorar el trabajo del diseño.

Uno de los enigmas al analizar una estructura por el método lineal es que al diseñar suponemos que nuestra estructura va a tener una cierta ductilidad a la hora del sismo. Sin embargo, no se comprueba que en el momento en que ocurra el sismo la estructura va a satisfacer la ductilidad que suponíamos al momento de diseñar nuestra estructura.

La falta de comprobación de la ductilidad asumida al momento de diseñar la estructura hace que se dude de esta, en consecuencia, no se puede predecir que nuestra estructura va resistir la cortante del sismo de diseño y en efecto nuestra estructura podría colapsar.

Debido a todo lo mencionado surge la necesidad del como poder comprobar la ductilidad que tendrá nuestra estructura al momento en que ocurra el evento sísmico, y es ahí donde se propone el análisis estático no lineal Pushover que nos permitirá simular el evento sísmico y poder calcular la ductilidad que dispondrá nuestra estructura al momento del sismo.

1.2. Delimitación de la investigación

Delimitación espacial: El presente trabajo de investigación se realizará en el distrito de Yanacancha, provincia Pasco y región Pasco.

Delimitación temporal: El presente trabajo de investigación tiene como delimitación temporal 05 meses, teniendo como fecha de inicio el 02 de setiembre del 2024 y como fecha de culminación el 30 de enero del 2025.

Delimitación de contenido: El presente trabajo de investigación pretende realizar una comparativa entre el análisis no lineal y lineal de una edificación con el fin de poder evaluar y encontrar qué análisis se desempeña de manera eficiente bajo las condiciones sísmicas que se presentan en Pasco.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es la diferencia entre el análisis sísmico estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha - Pasco – 2024?

1.3.2. Problemas específicos

- a. ¿Cuál es el desempeño sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024?
- b. ¿Como se comporta sísmicamente el edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático lineal, Yanacancha - Pasco – 2024?
- c. ¿Cuál de estos tipos de análisis sísmico nos dará una estructura más eficiente y segura ante un sismo de diseño, Yanacancha - Pasco – 2024?

1.4. Formulación de objetivos

1.4.1. Objetivo general

Comparar el análisis sísmico estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos en el distrito de Yanacancha Pasco – 2024.

1.4.2. Objetivos específicos

- a. Calcular el desempeño sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.
- b. Determinar el comportamiento sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.
- c. Demostrar el tipo de análisis sísmico que brindara una estructura más eficiente y segura antes un sismo de diseño, Yanacancha - Pasco – 2024

1.5. Justificación de la investigación

La presente investigación se justifica teóricamente porque el diseño sismorresistente de todo tipo de edificaciones en el Perú se basa en el análisis lineal en consecuencia a esto todas las estructuras diseñadas bajo este método carecen de información como la ductilidad y la resistencia real de la estructura diseñada, por lo cual se pretende comparar el análisis sísmico estático lineal con el análisis sísmico no lineal para poder saber cuál de estos métodos nos calcula de manera precisa la ductilidad y la resistencia real de la estructura a diseñar.

Posee justificación practica porque ayudara a todos los ingenieros que calculan bajo el método lineal a poder calcular los parámetros anteriormente mencionados.

Además, se justifica metodológicamente, porque se pretende proponer e informar que existen métodos que nos pueden calcular la ductilidad y resistencia real de nuestra estructura.

1.6. Limitaciones de investigación

Las limitaciones que se presentaran en el avance continuo de la investigación son los siguientes:

- Financiamiento de los estudios de mecánica de suelos de la presente investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

2.1.1. Antecedentes internacionales

Simbaña, A; Zambrano. E y Guerrero, D. (2021). *Análisis no lineal de estructuras regulares de hormigón armado ante eventos tsunami génicos en Tonsupa-Esmeraldas* [Artículo de investigación]. Universidad Politécnica Salesiana, Quito, Ecuador. Para investigar los efectos de los tsunamis en los edificios, se realizó un análisis de modelo estructural en el software para evaluar el rendimiento de la estructura ante sucesivos terremotos y tsunamis, teniendo en cuenta la reducción de la rigidez inducida por los terremotos. El terremoto asegura que la capacidad estructural degradada sea suficiente para resistir los efectos del tsunami. Para ello, se realizaron análisis estáticos lineales y no lineales considerando los efectos del primer terremoto estándar NEC-SE-DS-2015, así como los efectos de tsunami FEMA P646 y ASCE 7-16. En el segundo caso se demostró ASCE 41-17. Se puede ver que las estructuras con menos capas aún

pueden funcionar hasta un nivel que salva vidas, mientras que las estructuras con más capas causarán daños estructurales graves.

Santos, E. (2022). *Diseño elástico y análisis no lineal del edificio de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil [Libro de investigación]. Universidad de Guayaquil, Estados Unidos*. Los códigos de diseño actuales son cada vez más estrictos para las estructuras que deben continuar funcionando después de un evento sísmico. Esta categoría abarca hospitales, instalaciones públicas específicas y estructuras empleadas como albergues. Sin embargo, tales requisitos permiten deformaciones mayores, ya que los códigos actuales utilizan cargas laterales reducidas, lo que resulta en un comportamiento inelástico que puede provocar daños estructurales graves. En este volumen se evalúan edificios de la Facultad de Matemáticas y Ciencias Físicas de la Universidad de Guayaquil con luces flexibles e inflexibles con detalles estructurales obtenidos a partir de datos estructurales recolectados en sitio. Con base en los resultados del análisis de flexibilidad, se propusieron alternativas para fortalecer la estructura, lo que aumentaría su resistencia a cargas laterales. El análisis no lineal permitirá cuantificar los daños a las estructuras al ser sometidas a eventos sísmicos. Cabe señalar que, al igual que este edificio, existen dos o tres más en el Palacio de la Universidad de Salvador Allende.

Villavicencio, E y Andrade, M. (2024). *“Comparación entre el análisis estático y dinámico no lineal de un edificio de hormigón armado en el cantón Jipijapa”* [Tesis de pregrado]. Universidad estatal del sur de Manab, Ecuador. Este trabajo de grado compara el análisis estático y dinámico no lineal de edificaciones de concreto armado en el estado de Guipíapa. Sabiendo que en esta ciudad no se utilizan métodos adecuados en el diseño sísmico, sino sólo métodos

empíricos, este estudio aplicado se realizó utilizando un diseño experimental entre estos dos análisis no lineales. Primero, NEC-15 y ACI 318-14 se utilizan para realizar cálculos pre dimensionales de miembros estructurales, y el análisis lineal estático se realiza mediante pruebas apropiadas. A continuación, tenga en cuenta la norma ASCE 41-13 para el análisis de desplazamiento y formule tres situaciones. Los resultados muestran que el desplazamiento de empuje es de 32 cm y la deriva es de 1,34%. Basado en el mismo modelo estructural, se realizó un análisis dinámico no lineal utilizando el historial de carga y se introdujo un gráfico de aceleración corregido, escalado de manera realista según la norma ASCE 7-16 y aplicado a la estructura, dando como resultado el desplazamiento promedio en la dirección X. 29,97 cm y la deriva inelástica es 1,278%. En la dirección Y, su movimiento es de 32,39 cm y la desviación inelástica es de 1,328%. De acuerdo con el método Hazus, los dos presentan un comportamiento sísmico intermedio.

Duarte, C; Martínez, M y Santamaria, J. (2017). “Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de El Salvador” [Tesis de pregrado]. Universidad de El Salvador, San Salvador. Este estudio ha establecido la aplicación de un método de análisis estático no lineal (método pushover) a la operación de la parte central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, el cual ha experimentado diversos eventos sísmicos durante su vida, que pueden porque el edificio Los residentes en el interior están en riesgo. Debido a que los edificios en El Salvador están sujetos a movimientos sísmicos repetidos, es importante comprender su capacidad para resistir movimientos sísmicos y cómo se comportan cuando ocurre un terremoto que afecta la estructura. Por esta razón, y

debido a que la inminente posibilidad de un sismo expone las limitaciones de diseño y construcción de este edificio en particular, es fundamental un análisis para determinar su capacidad estructural. Este análisis nos ofrecerá resultados que facilitarán nuestra comprensión del estado presente, la eficiencia y la susceptibilidad del edificio en escenarios de estimulación determinados. Para lograr este objetivo, es necesario introducir métodos modernos de evaluación y diseño de edificios. Asimismo, favorecerá y fomentará la seguridad física de los estudiantes actuales, los nuevos grupos admitidos y el personal. Hay muchas formas de determinar la vulnerabilidad de las estructuras ante eventos sísmicos y sus daños. Estos métodos son estáticos y dinámicos.

Se puede aplicar a materiales en el rango flexible o no flexible. La evaluación estructural utiliza análisis estático no lineal (pushover) para predecir la respuesta de la estructura a las acciones de carga sísmica. Los enfoques de flexibilidad disponibles abarcan técnicas de fuerza lateral estática, técnicas de fuerza lateral dinámica y métodos lineales que emplean la capacidad de especificación y las relaciones de demanda. Por otro lado, el método principal de análisis inelástico es el análisis dinámico no lineal de la estructura, pero para fines prácticos y de diseño es demasiado complicado y, por lo tanto, a menudo poco práctico porque las acciones sísmicas en este tipo de análisis son aleatorias y modeladas en el tiempo. Por lo tanto, es mejor realizar un análisis estático no lineal, que nos permita entender de manera aproximada cómo se comporta la estructura cuando se somete a un movimiento sísmico y excede su capacidad elástica. El método implica aplicar cargas laterales incrementales a una estructura diseñada donde se conoce la ubicación del refuerzo. Las cargas se aplican de manera monótona hasta que la estructura colapsa, y es importante enfatizar que

este enfoque se basa en la definición de no linealidad en los materiales que componen la estructura. Los resultados del análisis obtienen una curva de resistencia estructural que conecta el esfuerzo cortante base con el cortante lateral del techo estructural, así como sus puntos de operación y propiedades correspondientes.

Rendimiento previsto de la estructura. Dado que la aplicación del método requiere del conocimiento de la disposición de las barras de acero y de las propiedades mecánicas de los materiales con los que se construye la edificación, se utilizarán calibres de espesor y martillos de rebote para determinar estas propiedades, con el fin de cumplir con el método y poder ejecutarlo. Además de las pruebas y ensayos requeridos para desarrollar el método, es necesario y muy importante realizar estudios de daños y recopilar información para poder determinar las condiciones actuales en las que se encuentra la estructura en cuanto a: su construcción y diseño. las especificaciones están desactualizadas y deben abordarse en las reglas. También se modifican parámetros que pueden afectar a su normal funcionamiento. Considerando los fundamentos del diseño sísmico, la estructura tiene la capacidad de resistir terremotos de baja intensidad sin causar daños graves a la estructura, resistir terremotos de intensidad moderada con daño intrusivo y resistir terremotos de alta intensidad sin causar colapso estructural. Se realizaron estudios para verificar que la estructura cumpla con los requisitos mínimos de diseño y calidad especificados en la última edición de las especificaciones del American Concrete Institute (ACI). y diagnosticar si el edificio cuenta con las condiciones necesarias para un uso seguro de acuerdo con los requisitos establecidos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC).

Flores, E. (2021). “Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No Lineal Pushover: Estudio de caso” [Artículo científico]. Universidad privada del Valle, Bolivia. El artículo explica un procedimiento para evaluar si un edificio puede resistir adecuadamente terremotos sin cálculos estructurales sísmicos previos, determinando el comportamiento y desempeño de la estructura utilizando un método llamado "análisis pushover estático no lineal". Los valores obtenidos para; este proceso requiere de datos iniciales como: mediciones de cargas aplicadas una vez finalizado y levantamientos de suelos, estos últimos pueden realizarse de acuerdo a la normativa nacional (Lineamientos Bolivianos de Diseño Sísmico); que produce las cargas sísmicas y luego distribuye las cargas espectrales. Se realizó un análisis de empuje y los resultados proporcionaron una base de datos de recomendaciones para futuras construcciones en el área de estudio. Este estudio justifica los factores de comportamiento utilizados en los Lineamientos de Diseño Sísmico de Bolivia y muestra la resistencia de las estructuras de hormigón armado ante eventos anormales (terremotos), incluso si no están diseñadas para tal fin.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Cueva, C y Huamanchumo, C. (2022). “Evaluación estructural de la edificación esencial I.E N°10133- Mochumí, mediante el análisis estático no lineal Pushover”. [Tesis de pregrado]. Universidad tecnológica del Perú, Chiclayo. El propósito esencial es la evaluación estructural del importante edificio I.E N°10133-Mochumí basado en análisis de desplazamiento. El estudio utilizó un método descriptivo. La muestra de investigación es un módulo de la I.E. N°10133-Mochumí. La tecnología más relevante utilizada es el modelado matemático se dio con el programa estructural ETABS versión 2018. El resultado

principal es la clase sísmica en la dirección "X" para la seguridad funcional y humana en terremotos raros y muy raros según VISION 2000. De manera similar, las escalas sísmicas en la dirección "Y" son adecuadas para terremotos raros y muy raros. Se concluye que el análisis del módulo de la I.E N°10133-Mochumí no cumple con los fines principales en el sentido "X", por otro lado el edificio en el sentido "Y" cumple con los objetivos principales de la estructura principal. Posee alta rigidez gracias a los muros de corte y a los muros de mampostería.

LLocle, A. (2021). *“Evaluación del desempeño estructural utilizando Analisis Estatico No Lineal (Pushover) del bloque de nivel secundario del colegio emblematico Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar- Cusco”*. [Tesis de pregrado]. Universidad Peruana Unión, Cusco. Este estudio evalúa el desempeño sísmico de la estructura del icónico Colegio Ladislaus Espinal en la ciudad de Espinal utilizando análisis estático pushover no lineal, guiado por la normativa FEMA – 440, las simulaciones se evaluaron en el programa estructural SAP2000. Responde a la pregunta: ¿Qué tan bien se comportarán las estructuras ante eventos sísmicos importantes? Para ello, se desarrolló un análisis pushover estático no lineal con el método espectro de capacidad para obtener el nivel de desempeño estructural, el cual evalúa el desempeño sísmico de la estructura bajo tres niveles de peligrosidad sísmica: sismo de uso, sismo para el diseño y sismo permisible. Para los requisitos de servicio sísmico, el nivel de desempeño es carga de momento bidireccional, para terremotos de diseño, el nivel de desempeño es carga de momento bidireccional y para demanda sísmica máxima, el nivel de desempeño es carga de momento lateral y control de daño longitudinal, que cumplen con los requisitos. ATC-40 y FEMA-440 definieron objetivos primarios de seguridad. Con base en los resultados obtenidos, se puede concluir que la

estructura puede cumplir con seguridad el propósito para el cual fue construida, es decir, servir como refugio en caso de máxima actividad sísmica.

Condori, R y Vilca, A. (2022). “Evaluación del desempeño estructural aplicando un análisis estático no lineal (pushover) en la I.E N°40230 San Antonio de Pedregal Majes- Caylloma- Arequipa ”. [Tesis de pregrado]. Universidad Continental, Arequipa. El objetivo general de este estudio es: determinar el rendimiento de la resistencia estructural a terremotos mediante análisis estático no lineal, conocido como Pushover dentro del pabellón de la IE N°40230 San Antonio del Pedregal, con norma de Perú. El proyecto se basó en investigaciones realizadas en el período de 1985 a 1989 fue diseñado según los antiguos estándares de ingeniería sísmica.

Por lo tanto, para poder hacer esto, es necesario entender su desempeño sísmico. Categorizar el tipo de rendimiento al que corresponde la estructura. Para ello se aplica un análisis estático no lineal (Pushover) que brinda la obtención de la curva de potencia convertida en espectro de potencia y relacionamos con el espectro de demanda. La confluencia de los dos se llama punto de desempeño o desempeño estructural.

Una vez logrado esto, determine el nivel de desempeño basándose en SEAOC propuso una curva de potencia sectorizada para recomendar alternativas de tratamiento si es necesario. Posterior se modela en el programa estructural para que esto se pueda hacer. Conozca sus nuevas propiedades antisísmicas. Según el análisis estructural basado en las recomendaciones de la norma Visión 2000. Esta información es primordial para el diseño y la optimización de la configuración constructiva de las estructuras es de gran importancia, para evitar su inminente colapso. Además, el desarrollo de esta tesis es importante porque es un resultado

a contribución en la investigación, especialmente en ingeniería civil, porque, Sin embargo, los edificios actuales suelen diseñarse Dentro de los márgenes elásticos, en gran cantidad sufre deformaciones plasticas durante sismos, por eso se solían definir niveles de rendimiento sísmico.

Múltiples casos sísmicos se utilizó la revisión basada en el desempeño. Utiliza los parámetros y lineamientos del SEAOC (SEAOC, 1995) y del programa ETABS.

Cisneros, A y Perceros, M. (2022). “Evaluación del desempeño estructural de un edificio multifamiliar mediante el análisis estático no lineal Pushover y propuesta de intervención en San Miguel”. [Tesis de pregrado]. Universidad Ricardo Palma, Lima. El propósito fundamental del enfoque investigativo fue analizar el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar construido en concreto reforzado mediante el análisis estático no lineal denominado pushover. El programa ETABS se dio el uso para evaluar los componentes del A y C de la construcción. Para comenzar, se examinaron los componentes a través de análisis estático lineal y análisis modal espectral dinámico con los lineamientos fijados por la normativa E.030 de diseño sismorresistente, lo que resultó en la deformación de los pisos.

La segunda parte consiste en realizar un análisis estático no lineal para ambos componentes. De donde se estableció el punto de desempeño estructural utilizando las técnicas del (ASCE/SEI_41-13). Según el análisis del metrado de cargas para la gravedad y sismo, Se ubico que la estructura del componente A en el sentido Y-Y tenía una variación de entrepiso de 0,0137, que superaba el límite permitido de 0.007 de la norma actual. El bloque A se obtuvo de los resultados del análisis estático no lineal (pushover), en el punto de desempeño tuvo un

deslizamiento máximo de 4.21 cm, posicionándose en el rango de funciones. De manera similar, para el bloque C se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.35 cm, pero en todo el rango funcional. Se llegó a la conclusión de que la construcción no requiere la participación de un reforzamiento adicional, ya que demostró un óptimo desempeño estructural frente a las múltiples intensidades sísmicas, el SEAOC, experimentó diversas intensidades sísmicas.

Aguilar, R y Ormeño, M. (2020). “Análisis adaptativo pushover estático no lineal para el desempeño de una estructura de concreto armado, Lima- Perú”. [Tesis de pregrado]. Universidad Peruana Unión, Lima. El propósito de la presente investigación fue establecer si la vivienda multifamiliar de concreto armado se desempeña con los límites brindados por la norma (ASCE/SEI_41-13) evaluado en 3 niveles de susceptibilidad sísmica en términos de desempeño. Se empleó el programa Etabs 2016 como método para llevar a cabo un análisis modal espectral según lo establecido en la (E.030) y para diseñar elementos estructurales que pertenecen en la clasificación de diseño sísmico D, para conseguir la curva de capacidad de la estructura, se utilizó el análisis estático no lineal basado en desplazamiento, con apoyo del programa Seismo Struct 2020.

La curva de capacidad deficiente se analizó en el sentido "-X", la ductilidad de resistencia $\mu=4.15$, los niveles de desempeño se encontró en (1-A)=0,101m, índice de seguridad vital (3-C)=0,204m y la mitigación ante la caída fue de (5-D)=0,272m para los niveles de susceptibilidad sísmica (50%/años), raro (10 %/años) y muy raro (5 %/años), verificamos para concluir que los niveles de desempeño de la estructura no pasaron los estándares con los niveles de desempeño que establece la norma (ASCE/SEI_41-13).

2.1.3. Antecedentes Regionales o locales.

Robles, A. (2018). *“Evaluación del desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la institución educativa Ernesto Diez Canseco-Yanahuanca- Pasco- 2018”*. [Tesis de pregrado]. Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Pasco. El objetivo es determinar el desempeño sismorresistente del pabellón B de la I.E Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco. Los propósitos de eficiencia puestos para la revisión están en base a la (SEAOC). Incluyendo los materiales y secciones que presenta la estructura se siguió con el modelado usando el programa SAP2000, con el análisis estático no lineal pushover brindo la curva de capacidad en relación a las fuerzas internas como la cortante y desplazamientos hasta el punto de colapso. La curva de capacidad de la estructura se modifica con el espectro de capacidad y respuesta de los sismos de demanda se siguió en ubicar el punto de desempeño en base a los lineamientos brindados por el (ATC-40). Para la culminación se estableció que el desempeño conseguido debe ser verificados con las finalidades que en un inicio se pusieron. Las finalidades de desempeño conseguidos en el sentido “XX”, se tiene en el parámetro frente a los sismo que se puede surgir, en el parámetro de frente a sismos de categoría raros y muy raros; en el sentido transversal “YY”, se tiene en el lineamiento funcional frente a sismos raros y el límite de Seguridad vital afrontado a sismos muy raros, se brindó la cortante basal máxima de 119584.830 kg, con un deslizamiento permisible de 16.429 cm. en la dirección longitudinal y una cortante permisible de 538848.010 kg y un desplazamiento límite de 20.513 cm en el sentido transversal. Se concluye que el desempeño sismorresistente no paso los parámetros que establece la (SEAOC)

2.2. Bases teóricas- científicas

2.2.1. Análisis sísmico estático lineal

Generalidades.

Cuando la estructura se modela como un sistema con una rigidez lineal y un grado de libertad. La asignación de fuerzas laterales equivalentes, lograda mediante la distribución a la altura de la cortante basal y las fuerzas, así como los cambios en la parte interna en base al análisis estático lineal (Paredes Azaña, 2016).

Parámetros sísmicos.

A. Zonificación

Se cree que cuatro áreas separan el territorio peruano. El planteamiento de la zonificación se fundamenta en la disposición registrada y las características principales de los desplazamientos y el comportamiento sísmico, así como su reducción con la distancia al epicentro como en informaciones geotécnicas. Cada región tiene un factor Z que es la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una posibilidad de que se supere en 50 años, también se puede representar como una parte de la aceleración gravitatoria. (E.030, 2018)

Tabla 1 Factores de zona “Z”.

Zona	Z
1	0.45
2	0.35
3	0.25
4	0.10

Fuente: (E.030, 2018)

B. Categoría de edificaciones y factor de uso (U)

La Tabla N°1 de la (E.030) brinda una lista de las clasificaciones para: construcciones esenciales (U=1,5). Construcciones significativas (U=1,3), construcciones comunes (U=1,0). Los inmuebles con aislamiento en la base pueden presentar U=1. (E.030, 2018) Categoría de edificaciones y factor de uso (U).

C. Factor de amplificación sísmica (C):

Se cree que este coeficiente amplifica la aceleración estructural en comparación con la aceleración del suelo. Conforme a las especificaciones del sitio, el factor C se determina a través de las siguientes expresiones. (E.030, 2018)

$$T < T_p C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_l C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2} \right)$$

D. Parámetros de sitio (S, Tp y Tl)

Se emplean los valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos Tp y Tl asociados para identificar el tipo de perfil que mejor representa las condiciones locales. (E.030, 2018)

Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo.

Perfil	Vs	N60	Su	Descripción
So	>1500m/s	-	-	Roca dura
S1	500m/s a 1500m/s	>50	>100 K Pa	Roca o suelos muy rígidos
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos intermedios
S3	< 180 m/s	<15	25 kPa a 50	Suelos blandos
S4	Clasificación basada en el EMS.			Condiciones excepcionales

Fuente: (E.030, 2018)

Tabla 3 Factor de suelo “S”

ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.0	1.05	1.1
Z3	0.8	1.0	1.15	1.2
Z2	0.8	1.0	1.2	1.4
Z1	0.8	1.0	1.6	1.6

Fuente: (E.030, 2018)

Tabla 4 Periodo T_p y T_l .

	S0	S1	S2	S3
$T_p(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_l(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: (E.030, 2018)

E. Estimación de peso (P)

En la norma (E.030, 2018), se establece que se calculará sumando a la carga permanente y total del edificio un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En construcciones de las categorías A y B, se considerará el 50 % de la carga viva.
- En construcciones de la categoría C, se considerará el 25 % de la carga viva.
- En almacenes, el 80 % del peso total que se puede guardar.
- En azoteas y techos en general se considerará el 25 % de la carga viva.
- En tanques, silos y estructuras similares se toma en cuenta el 100 % de la carga que pueden albergar.

F. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se obtendrá multiplicando el coeficiente R_0 por los factores I_a e I_p . (E.030, 2018)

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Fuerza cortante en la base.

La norma (E.030, 2018) establece que la siguiente expresión se utilizará para calcular la cortante basal en la base de la estructura:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

La relacion C/R no sera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

A. Distribución de fuerzas sísmicas en altura.

La norma (E.030, 2018) nos indica que las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección que se está considerando, se calcularán utilizando la siguiente fórmula

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

En la dirección considerada, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), donde n es el número de pisos del edificio:

- a) Para T que es menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$
- b) Para T superior a 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T)$ menor o igual a 2,0.

2.2.2. Análisis sísmico estático no lineal

Modelos estructurales para el concreto armado.

A. Curva esfuerzo- deformación del concreto.

Modelo de (Kent y Park, 1971): Se fundamenta en ensayos experimentales y se utiliza en concreto confinado y no confinado de secciones cuadradas o rectangulares. La curva de deformación de esfuerzo para este modelo se compone de tres etapas (A, B y C), como se muestra en la figura 1. La ecuación para este tramo es:

$$f_c = f'_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_0$$

Son:

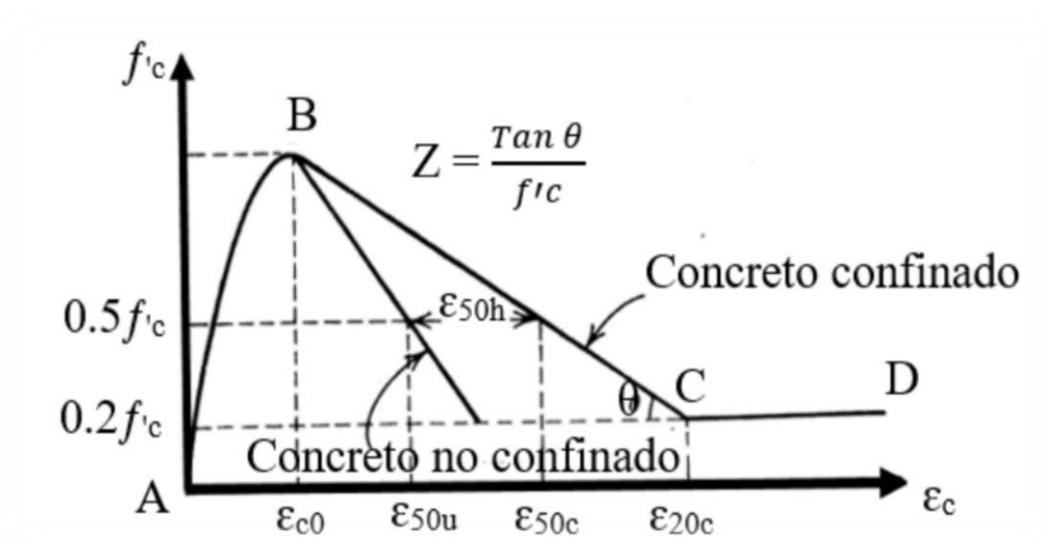
ε_c : Deformación unitaria

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

ε_c : Deformación unitaria relacionado a la resistencia máxima a compresión (f'_c) del

Concreto, con un aproximado al 0.002.

Figura 1 Curva esfuerzo- deformación de un cuerpo simple y confinado



Fuente: (Kent y Park, 1971)

Modelo de (Mander J, 1983). Aplicado al concreto encerrado y no encerrado. De acuerdo con el modelo, el confinamiento aumenta la habilidad de deformarse y la resistencia a compresión del concreto, cuando se fractura el refuerzo transversal, ocurre la última deformación unitaria o el colapso del concreto, dado que este refuerzo no puede confinar al núcleo, resulta en deformaciones transversales muy grandes en el núcleo de concreto. La Figura 2 brinda las diferencias de las curvas de esfuerzo y deformación de un concreto no encerrado v uno encerrado establecido por (Mander J, 1983)

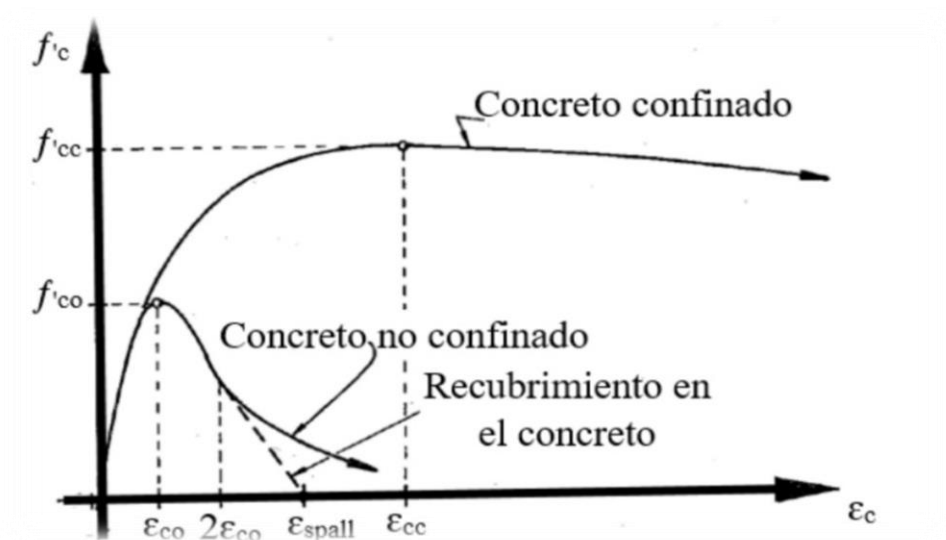
$$f_c = \left[\frac{f'_c * c^{xr}}{r - 1 + x^r} \right]$$

Donde:

f_c : Resistencia a la compresión especificada al concreto.

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

Figura 2 Grafica esfuerzo- deformación concreto confinado y sin confinar



Fuente: (Mander J, 1983)

B. Curva esfuerzo- deformación del acero.

Modelo elastoplástico perfecto: Un modelo bilineal más común y fácil de entender. Se desprecia el aumento de esfuerzo por endurecimiento por deformación y la resistencia mayor de fluencia, conocida como límite superior a la fluencia. Debido a que no es cuerdo para analizar el desempeño sísmico, este modelo no es adecuado porque no describe el comportamiento mecánico del acero de manera formal. (Ottazzi. G, 2004)

Son:

f_s : Esfuerzo del acero

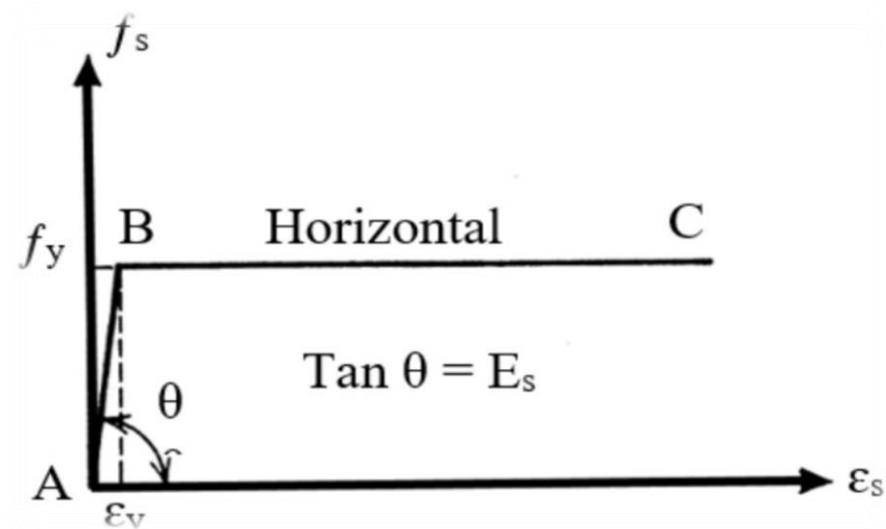
ϵ_s : Deformación unitaria del acero.

f_y : Esfuerzo a fluencia del acero

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero.

ES : Módulo de elasticidad del acero.

Figura 3 *Modelo elastoplástico perfecto.*



Fuente: (Ottazzi. G, 2004)

Modelo trilineal: Menos conservador que el modelo elastoplástico y consta de tres áreas: elástica lineal, elástica por fluencia y deformación por endurecimiento, todas idealizadas por líneas rectas. (Park Robert y PAULAY Tom, 1980)

Donde:

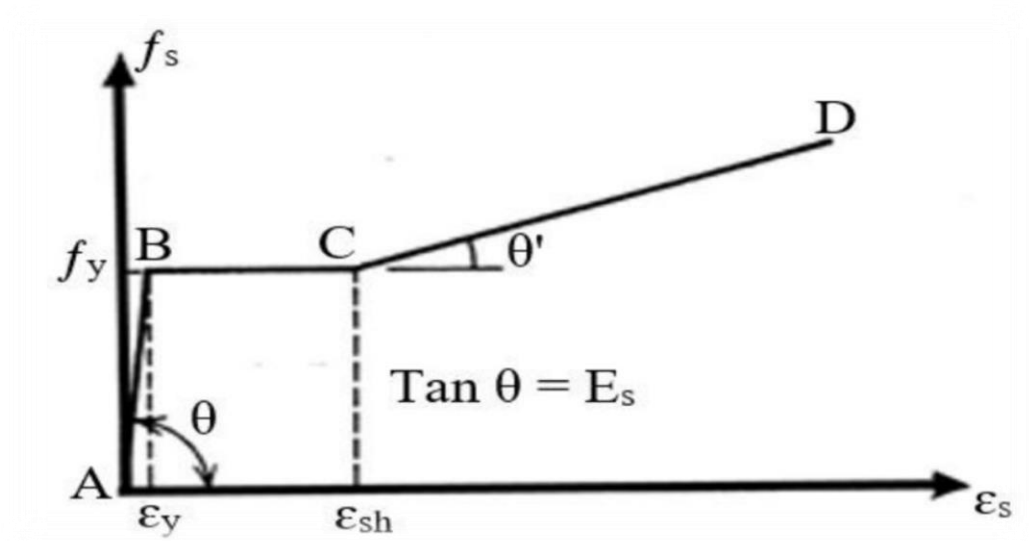
f_y : Esfuerzo a fluencia del acero

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero.

ϵ_{sh} : Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación.

f_{su} : Esfuerzo último del acero

Figura 4 *Modelo trilineal.*



Fuente: (Park Robert y PAULAY Tom, 1980)

Modelo de Park y Paulay: El modelo engloba una región elástica lineal, una región de fluencia y una región de endurecimiento por deformación. Los rangos de fluencia y fluencia se consideran rectos, mientras que la zona de endurecimiento por deformación se considera recta. deformación a través de una parábola de segundo o tercer grado. Este es el modelo que representa el comportamiento auténtico del acero de manera más exacta. La región El intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ para el endurecimiento por deformación conforme a la ecuación y parámetros siguientes.

Donde:

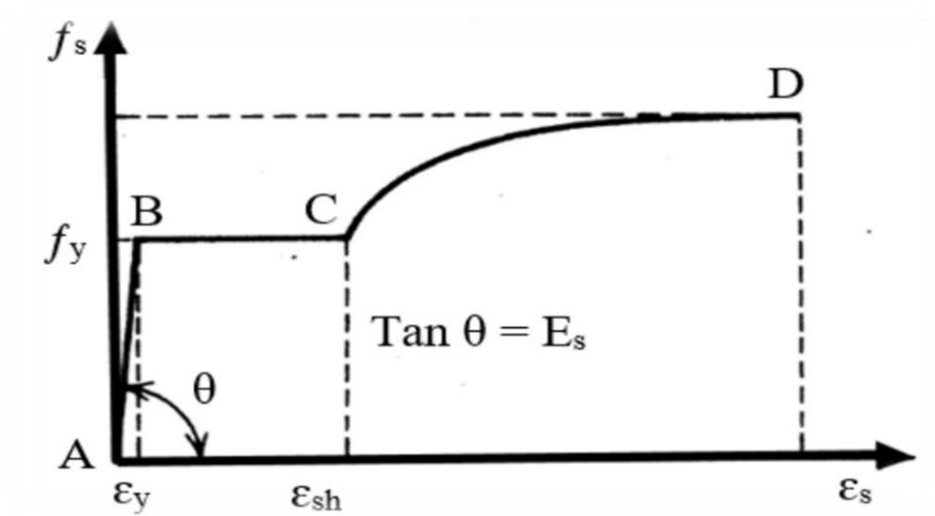
f_y : Esfuerzo a fluencia del acero

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero.

ϵ_{sh} : Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación.

f_{su} : Esfuerzo último del acero

Figura 5 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación.



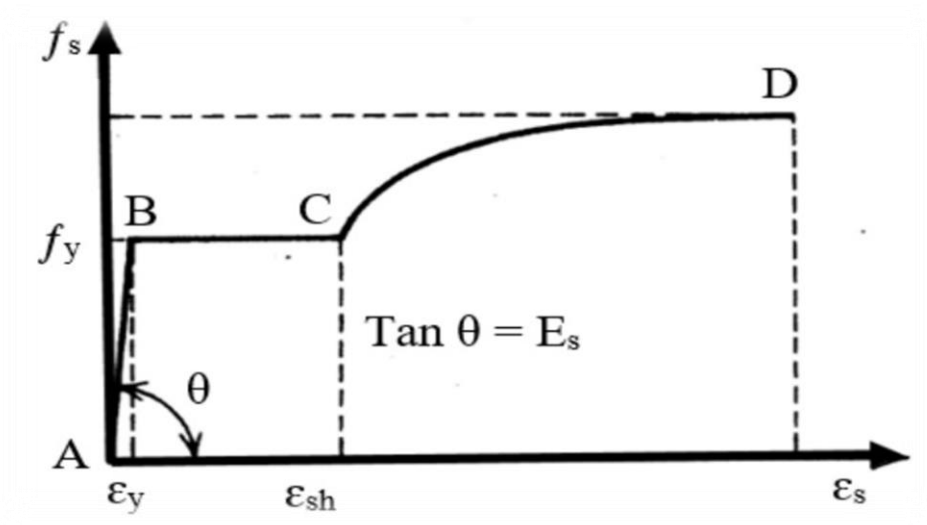
Fuente: (Park Robert y PAULAY Tom, 1980)

Rotulas plásticas.

A. Relación momento curvatura.

Las propiedades de la reacción inelástica o reducción de energía en los elementos estructurales son cruciales y están vinculadas a los diagramas de la fuerza interna (momento flector) frente a curvatura que los representan, lo que, en una idealización, refleja la capacidad de deformación plástica. Las gráficas reducidas para representar la relación momento-curvatura comprenden tres variantes posibles: el diagrama bilineal, el diagrama bilineal simplificado y el diagrama trilineal. En este último, los puntos clave son el momento y la curvatura de agrietamiento, el momento y la curvatura relacionados con el comienzo de la fluencia en el acero de fuerza de tracción, así como el momento y la curvatura asociados a la ruptura de la sección (Ottazzi. G, 2004).

Figura 6 Puntos de intersección del diagrama trilineal momento- curvatura.

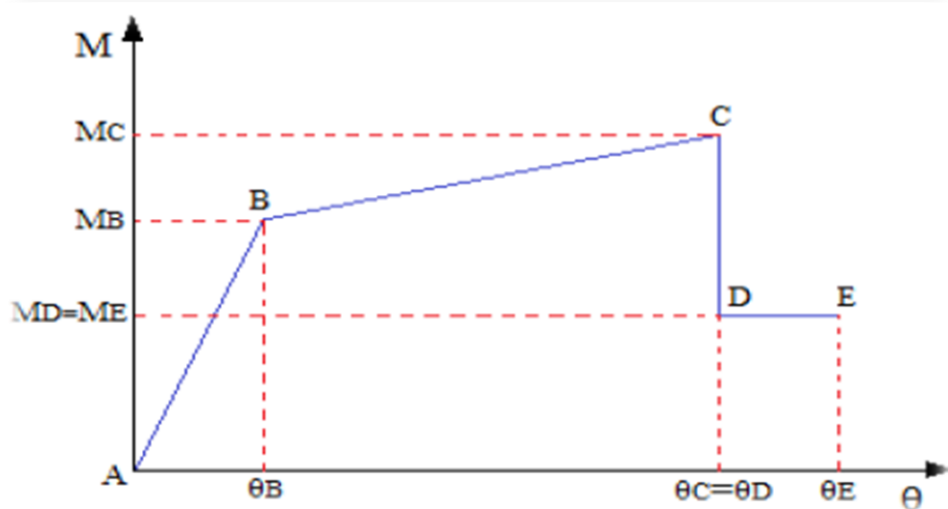


Fuente: (Ottazzi. G, 2004)

B. Relación momento rotación.

Para ilustrar la competitividad de rotación plástica de los elementos se emplea el gráfico. Momento-Rotación (Giro) simplificado mediante líneas rectas que se presenta en la figura siguiente.

Figura 7 Diagrama momento rotación



Fuente: (Navarro. L. y Fernández, 2006)

C. Construcción de rotulas plásticas según ASCE 41-13.

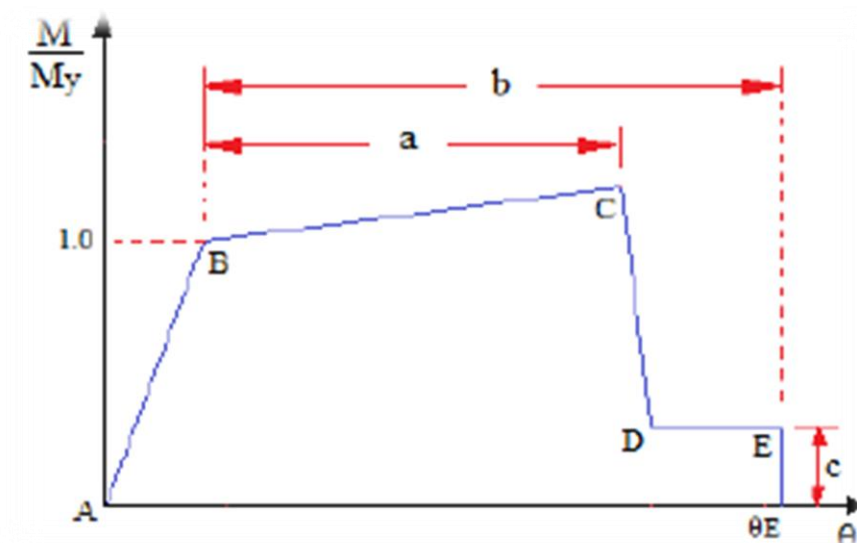
Para el análisis no lineal, es esencial establecer la reacción de las rotulas plásticas, dado que dependiendo de estas se reducirá de manera progresiva la rigidez de las secciones y de la propia estructura en su conjunto.

La B se denomina la fluencia efectiva de la materia, mientras que la C se relaciona en el soporte máxima de resistencia de la articulación, considerando que se va alcanzar la capacidad máxima.

Por el momento, hay una disminución repentina de este, formando el punto D; luego el momento permanece invariable durante un breve segmento de deformación hasta que ocurre, la fractura en el punto E.

El (ASCE/SEI_41-13, 2014) establece 03 niveles IO (Inmediata Ocupación), LS (Seguridad Vital) y CP (Control de Pérdida) que se emplean para determinar parámetros de credibilidad. Los valores de deformación pertenecerán a cada punto. Igualmente se presentan en la tabla a continuación.

Figura 8 Idealización del momento rotación.



Fuente: (ASCE/SEI_41-13, 2014)

a= Deformación plástica estable

b= Deformación permisible hasta el punto de caída.

c= resistencia residual

Tabla 5 *Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado.*

condiciones			Parámetros de modelación			Criterio de aceptación, Angulo plástico de rotación, rad Nivel de desempeño Tipo de componente				
			Angulo plástico de rotación		Relación de esfuerzo residual		Principal		Secundario	
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. vigas controladas por esfuerzo de flexión										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Reforz. $trans^2$	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.003	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. vigas controladas por esfuerzo de flexión										
Separación de estribos	$\leq d/2$		0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Separación de estribos	$\geq d/2$		0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iii. vigas controladas por inadecuado empalme a lo largo de la altura libre										
Separación de estribos	$\leq d/2$		0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Separación de estribos	$\geq d/2$		0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iv. vigas controladas por inadecuada incrustación en la union										
			0.015	0.03	0.2	0.001	0.002	0.015	0.02	0.01

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de vida; CP = Prevención para el colapso; Componente Primario= La deformación es controlada por la flexión; Componente Secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza.

Fuente: (ASCE/SEI_41-13, 2014)

Tabla 6 *Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado.*

condiciones			Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
			Angulo plástico de rotación		Relación de esfuerzo residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
			Nivel de rendimiento					
			a	b	c	IO	LS	CP
Condición <i>i</i> ^b								
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.0	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.5	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.5	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condición <i>ii</i> ^b								
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$	$\frac{V^d}{b_w * d * \sqrt{f \cdot c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3(0.5)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6(0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3(0.5)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6(0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3(0.5)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6(0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3(0.5)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6(0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condición <i>iii</i> ^b								
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condición <i>iii</i> ^b control de columnas por								
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de vida; CP = Prevención para el colapso; Componente Primario= La deformación es controlada por la flexión; Componente Secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza.

Fuente: (ASCE/SEI_41-13, 2014)

Tabla 7 Lineamientos de modelado y criterios numéricos de conformidad para procedimientos no lineales: muros cortantes de concreto armado.

condiciones			Factores m				
			Nivel de rendimiento				
			Tipo de componente				
			Primario			Secundario	
			IO	LS	CP	LS	CP
Condición <i>i</i> ^b							
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		2	2.5	3	4	5
≤ 0.0	≥ 0.006		1.25	1.8	1.9	1.9	2
≥ 0.5	$= 0.002$		2	2	2.6	2.6	3
≥ 0.5	$= 0.002$		1.1	1.1	1.2	1.2	1.4
Condición <i>ii</i> ^b							
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$	$\frac{V^d}{b_w * d * \sqrt{f \cdot c}}$					
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	2	2.5	3	4	5
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	2	2	2.5	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	1.25	1.8	1.9	1.9	2
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	1.25	1.5	1.6	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	1	1	1.1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	1	1	1.1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	1	1	1	1	1
Condición <i>iii</i> ^b							
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		1	1	1	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.002		1	1	1	1	1
Condición <i>iv</i> ^b Columnas controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo de la altura libre							
$\frac{P^c}{A_g * f \cdot c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * S}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		1	1	1	4	5
≥ 0.6	≥ 0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤ 0.1	≤ 0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥ 0.6	≤ 0.002		1	1	1	1	1

Nota: $f \cdot c$ se expresa en lb/pulg² (MPa)

Los valores indicados en la tabla se determinaron en base a la interpolación lineal. Se entiende que las columnas fueron alteradas por un desarrollo inadecuado o por empalmes cuando la tensión de acero medida en el empalme supera la tensión de acero establecida por la Ecuación (10-2). Cuando se presente más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, utilice el valor numérico mínimo apropiado de la tabla.

Fuente: (ASCE/SEI_41-13, 2014)

Niveles de movimiento sísmico.

La capacidad sismorresistente de una edificación implica elegir una variedad de eventos sísmicos que reflejen el rango de la intensidad sísmica para evaluar su rendimiento. Estos eventos sísmicos potenciales reciben el nombre de

"Movimientos sísmicos de diseño", un término que cambia según la sismicidad de la ubicación de la estructura evaluada y los niveles aceptables de daño para los residentes o usuarios de los edificios (Bonett, 2003)

Se exponen las recomendaciones para los movimientos sísmicos de diseño que deben tenerse en cuenta según los documentos del comité VISION 2000, del ATC-40 y del FEMA 356.

A. Propuesta comité Visión 2000.

La media de recurrencia establece la fragmentación de tiempo promedio, en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce efectos. (SEAOC, 1995)

La probabilidad de excedencia, como el 10 % en un periodo de 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el impacto de un sismo supere una determinada magnitud en la ubicación durante un tiempo específico del periodo expresado en años, y el fragmento de recurrencia puede correlacionarse con la posibilidad de sobrepasar un número determinado de años. (SEAOC, 1995)

Tabla 8 Movimiento sísmico de diseño

Nivel de peligro sísmico	Periodo medio de retorno T (años)	Probabilidad de excelencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC, 1995)

B. Propuesta ATC-40.

Indica que los temblores pueden ser modelados mediante grados de “vibraciones” vinculados a su posibilidad que puede surgir; para esto se emplean espectros de respuesta. (ATC-40, 1996)

A continuación, se describen las características principales de estos tres movimientos sísmicos.

- Sismo de servicio (SE). La edificación es probable que experimente un sismo de servicio durante su vida útil. El periodo de retorno es de 75 años. Se determina por probabilidad como el grado de movimiento del suelo que tiene una posibilidad del 50% de ser superado en un tiempo de 50 años. Este nivel fue provocado por el movimiento del terreno generado por un sismo y es 0,5 veces superior al sismo de diseño. (ATC-40, 1996)
- Sismo diseñado. La edificación es probable que experimente un sismo de diseño durante su vida útil. El promedio de retorno es de alrededor de 500 años. Se definido por probabilidad como el nivel de movimiento del suelo que Tiene una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años. El nivel de sismo empleado y el sismo de diseño son iguales, actualmente considerados como base para el diseño sísmico. (ATC-40, 1996)
- El sismo más fuerte (ME). El nivel máximo de movimiento del suelo por sismo que se puede esperar en la ubicación de la edificación considerando las características geológicas se denomina deterministamente. El nivel de movimiento del suelo causado por un sismo está limitado entre 1,25 y 1,5 veces el nivel de movimiento del

suelo causado por un terremoto de diseño. En comparación con Los sismos más probabilísticos tienen un período de retorno de aproximadamente 1000 años (5 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años), mientras que el sismo más prolongado estudiado tiene un período de retorno de 2500 años y una probabilidad del 2 % de ser superado en un lapso de 50 años. (ATC-40, 1996)

C. Propuesta FEMA 356.

El reporte (FEMA-356) señala que el riesgo sísmico derivado de un sismo dependerá del lugar de la estructura, los efectos generados y las propiedades geológicas y particulares del lugar. (FEMA-356, 2000). BSE-n indica la abreviatura de “Basic Safety Earthquake”, y “n” puede tomarse de 1 a 2. Los que se muestran a continuación:

- BSE-1: Terremoto con una posibilidad de superar el 10% en 50 años, y presentaría una posibilidad de ser superado distinta en cada área geográfica según la sismicidad de cada región específica, no superaría los valores indicados para nuevas construcciones establecido el 2/3 del movimiento BSE-2. (FEMA-356, 2000).
- BSE-2: Terremoto con una posibilidad de superar del 2% en 50, y presentaría que puede surgir una variada en cada área geográfica según la sismicidad de cada zona específica (FEMA-356, 2000).

Niveles de desempeño estructural.

A. Propuesta comité Visión 2000.

Conforma y nos hace de referencia cuatro niveles desempeño estructural:

- Totalmente Funcional: este nivel se refiere a la etapa en la que no se observan daños significativos; la construcción sigue siendo segura para

las personas que la habitan y los servicios de la edificación continúan operativos y accesibles para su uso. (SEAOC, 1995)

- Operacional: Se observan daños de nivel moderados en elementos no estructurales y algunos daños ligeros en los elementos estructurales; la pérdida es tolerable y no pone en riesgo la severidad de esta para seguir siendo asentada súbitamente tras un posible efecto sísmico; no obstante, los efectos en partes no estructurales pueden afectar parcialmente algunos servicios normales; el sistema alternativo para los procedimientos puede ser primordial. (SEAOC, 1995)
- Seguridad Vital: Sugiere que se han encontrado fallencias medianas en componentes estructurales y no estructurales; la rigidez horizontal de la estructura edificio y su habilidad para soportar cargas laterales, sin embargo hay un índice de seguridad ante la caída; no se han encontrado riesgos significativos; la salida del edificio no tiene obstrucciones, aunque el ascensor y los otros componentes podrían no estar operativos; posiblemente será necesario seguir a su rehabilitación; la estructura probablemente sería reparada, aunque su justificación económica puede ser dudosa. (SEAOC, 1995)
- Colapso inminente: La resistencia horizontal y vertical de la estructura ha sido afectada; las copias potenciales podrían provocar su caída parcial o total; los elementos colapsados pueden ser muy peligrosos y las salidas pueden estar obstruidas; los elementos que soportan la carga vertical principales todavía operan, la estructura no es seguro para sus ocupantes y su reconstrucción podría no ser factible tanto de manera técnica o económicamente. (SEAOC, 1995)

Tabla 9 Niveles de desempeño para el comité visión 2000.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños.
Despreciable	Inmediatamente operacional	No existe daño en la estructura, los servicios continúan, la estructura sigue operando y se opera a posterior del evento sísmico.
Leve	Operacional	En su mayoría, las funciones y servicios se pueden reorganizar; los sistemas de seguridad seguirán operativo y es segura para actividades comunes.
Moderado	Seguridad de vida	El daño se modera en ciertos elementos estructurales; los sistemas constructivos se avalan de los daños; la seguridad de las personas está protegida; se aprecia daños, pero sigue siendo funcional.
Severo	Prevención de colapso	Se evita el colapso, existe daños en elementos secundarios no estructurales. Una opción es de demoler la estructura.
Completo	Colapso	Colapso parcial o total del edificio.

Fuente: (SEAOC, 1995)

B. Propuesta ATC-40 y FEMA 356.

El planteamiento para los niveles de desempeño susceptible en el reporte (ATC-40) fue posteriormente adoptada con modificaciones, en el reporte (FEMA-356), por lo que las descripciones son semejantes. Los criterios de desempeño estructural, establecidos por el ATC-40 y la FEMA 356, se muestran a través de los combos de los niveles de eficiencia para los componentes estructurales y los niveles de eficiencia para los componentes no estructurales de forma alterna (FEMA-356, 2000).

- Niveles de desempeño para estructuras

Los niveles de eficiencia de las partes estructurales y no estructurales en esa tabla permiten diversos combos, se puede escoger un interminable

nivel dentro de los parámetros de eficiencia estructural y se asignan nombres a los más probables a ser elegidos. (FEMA-356, 2000)

Se establecen 04 niveles fundamentales de rendimiento para una estructura, se describen como:

- Operación, 1-A: en esta etapa, las deficiencias estructurales son reducidos y las deficiencias en los elementos y sistemas no estructurales son menores, y no amenazan con interrumpir la trabajabilidad de la estructura después de un sismo, los reajustes que pudieran ser necesarias no comprometerán la funcionalidad de la estructura, por lo que este nivel se relaciona con un límite de operatividad. (ATC-40, 1996)
- Ocupación inmediata (1-B): Las estructuras de este modo se definen por anticipar que experimenten un deficiente reducido o inexistente en elementos estructurales, así como también daños reducidos en las partes no estructurales, es un nivel más manejado para estructuras fundamentales; es posible la ocupación inmediata del edificio, se realizara reparaciones y mantenimientos para que la edificación tenga su funcionalidad; priorizando la protección de los usuarios, el peligro de seguridad es baja. (FEMA-356, 2000)
- Seguridad de vida, 3-C: La posibilidad de daño por riesgo a las vidas humanas es muy baja, una de ellas son daños estructurales causados por la caída de sus elementos; este nivel implica una afectación mayor que el anticipado para los edificios nuevos y se relaciona con el desempeño esperado en estructuras de uso común y en

edificaciones recién diseñados bajo una codificación de diseño sismorresistente. (ATC-40, 1996)

- Prevención de colapso (5-E): Toda edificación que es viable, se asigna un peligro regular para la seguridad de vida por deficiencia de los componentes no estructurales, puede soportar cargas de gravedad y de su propio peso; las deficiencias en las partes no estructurales no se necesita ser revisado, el ascenso del nivel de daños en los elementos estructurales son notorios debido a la deformación; este nivel de desempeño se tiene en consideración, en algunos casos se sugiere desalojar o demoler la estructura, viendo la pérdida económica no se tiene un buen desempeño sísmico confiable. (FEMA-356, 2000).

Tabla 10 Niveles de desempeño para el ATC- 40

Niveles de desempeño no estructurales	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Prevención de colapso	No aplicable
NR: Combinación no recomendada.						

Nota: Niveles de desempeño de las estructuras

Fuente: (ATC-40, 1996)

Objetivos del desempeño estructural.

La definición de los propósitos para la eficiencia sismorresistente en el diseño de estructuras es el primer paso alineado a la eficiencia; estos propósitos visualizan la relación entre un nivel de realización sísmica anticipada y del rendimiento deseado (Bonett, 2003).

El gasto por la suspensión de las realizaciones que se da, la saturación, la relevancia de las acciones, los servicios que proporciona el edificio, el posible costo de restauración y la importancia de la estructura, como una referente de patrimonio cultural e histórico; son aspectos imprescindibles a considerar para establecer los propósitos (Bonett, 2003).

A. Propuesta comité visión 2000.

Se fundamenta en los parámetros reducidos de rendimiento de las estructuras según su uso, ocupación y nivel de relevancia durante y tras un terremoto (SEAOC, 1995), estas son:

- Estructuras críticas, tipo de construcciones que engloba materiales críticos y peligrosas, representa una alerta inminente y latente para una amplia parte de la comunidad, los materiales incluidos en esta categoría pueden abarcar explosivos, sustancia nociva y materiales con alta radiación (SEAOC, 1995).
- Estructuras fundamentales, que se encargan de todas las acciones vitales tras un sismo; tales como albergues provisionales, clínicas, edificio de bomberos y centros de emergencias (SEAOC, 1995).
- Estructuras fundamentales, engloba las demás estructuras que no están conformadas en las estructuras críticas y fundamentales (SEAOC, 1995).

En la tabla se visualiza la matriz recomendada por el (SEAOC), que define los propósitos de rendimiento; las columnas representan los niveles de rendimiento y las horizontales se relacionan con las oscilaciones sísmicas de diseño; lo que se encuentra en números romanos divide los 03 tipos de estructuras; en cuestión de estructuras construidas, los niveles de rendimiento frente a sismos influyen altos costos económicos (SEAOC, 1995).

Tabla 11 *Propósitos del desempeño sísmico de una estructura para el comité visión 2000.*

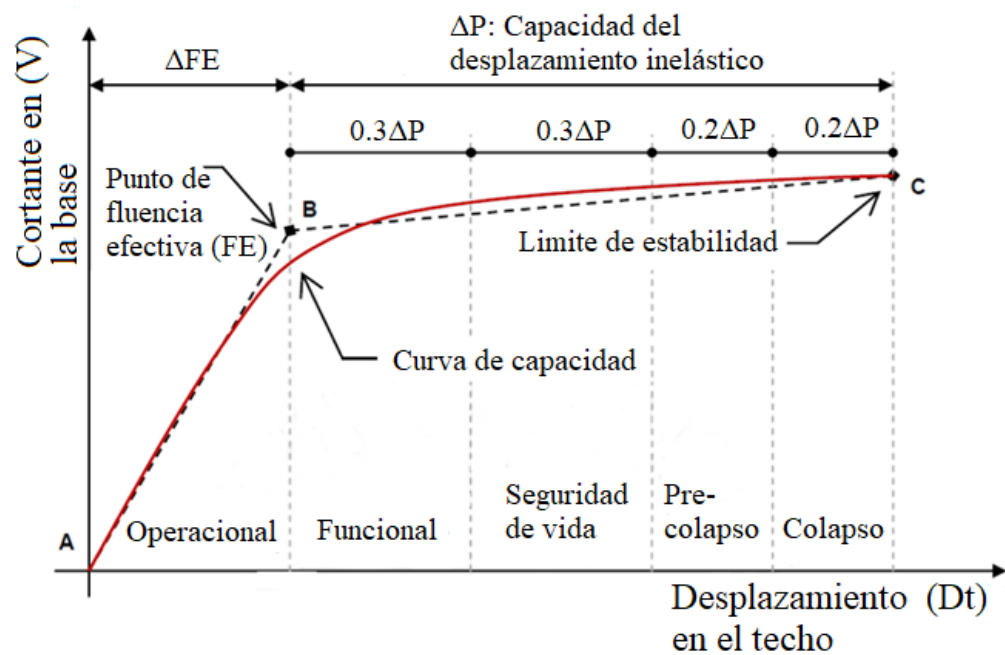
Movimiento sísmico	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente	I	X	X	X
Ocasional	II	I	X	X
Raro	III	II	I	X
Muy raro	-	III	II	I

Nota: X = Desempeño no aceptable; I = Estructuras comunes; II = Estructuras fundamentales; III = estructuras de seguridad crítica.

Fuente: (SEAOC, 1995)

Desde la perspectiva estructural, los niveles de desempeño se relacionan con áreas específicas de la curva capacidad en la estructura. Para dividir la curva de capacidad es necesario determinar la fluencia efectiva para establecer el segmento elástico e inelástico (plástico) de la estructura. La sección inelástica de la curva de capacidad se segmenta en 04 áreas determinadas por proporciones de Δp que se relacionan con un nivel de eficiencia. Este parámetro de revisión, planteado por el Comité Visión 2000 del (SEAOC), sugiere que a cada nivel de desempeño se le asigna un rango de desfase en la parte superior de la estructura (VALLE, 2018)

Figura 9 Sectorización de la curva de capacidad.



Fuente: (SEAOC, 1995)

B. Propuesta ATC- 40.

En este planteamiento se define que la respuesta sísmica se establece al elegir el nivel de funcionamiento de la estructura deseado para un sismo poco ocuyente. El propósito principal de la severidad que describe la Tabla 12, es un propósito de rendimiento de dos pisos, establecido en el que se visualiza que en la simulación del sismo diseñado, el rendimiento de la estructura debe regirse con los estándares de seguridad, el sismo permisible conforma los parámetros de estabilidad estructural (ATC-40, 1996).

Tabla 12 Objetivos del desempeño sísmico de una estructura para el ATC-40.

Desplazamiento sísmico	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de servicio (SE)				
Sismo de diseño (DE)			X	
Sismo máximo (ME)				X

Nota: X = Desempeño despreciable; I = Estructuras comunes; II = Estructuras principales; III = estructuras se seguridad condición peligrosa.

Fuente: (ATC-40, 1996)

C. Propuesta FEMA 356.

El reporte (FEMA-356, 2000) indica que el propósito elegido como fundamento para el diseño influirá que el financiamiento y la factibilidad de la edificación, así como en las ventajas en cuanto a la severidad, seguridad y mantenimiento de la ocupación en próximos sismos. Los propósitos se simplifican en la tabla 13, que indica el parámetro de metas que se pueden incluir; cada casilla corresponde a un propósito del rendimiento, con el que establece una meta de rendimiento concreta o particular.

- k +p = Propósito de Seguridad Básico: En el propósito se anticipa un bajo riesgo por severos sismos, poco comunes y moderados, pero un daño y pérdida mayor en terremotos más intensos y raros.
- k +p + cualquiera de a, e, i, b, f, j, ó n = Propósitos Mejorados: En este propósito se limita el daño debido a sismos poco recurrentes.
- O o n o m únicamente= Propósito Mejorado.
- k únicamente ó p únicamente = Propósito Restringido: el fin es que se anticipa más perjudicial en movimientos poco comunes y moderados.
- c, g, d, h, l = Propósitos Restringido

Tabla 13 *Objetivos de la eficiencia sísmico de una estructura para FEMA 356.*

Desplazamiento sísmico	Operacional (IA)	Inmediatamente operacional (1B)	Seguridad de vida (3C)	Anticipación de colapso (5E)
50% /50 años	A	b	c	d
20% /50 años	E	f	g	h
BDE-1 (10% /50 años)	I	j	k	l
BDE-2 (2% /50 años)	M	n	o	p

Fuente: (FEMA-356, 2000)

Análisis estático no lineal Pushover.

Es importante entender el comportamiento de las estructuras ante la demanda sísmica, especialmente para estructuras diseñadas o planeadas para ser

construidas en áreas con alta actividad sísmica. Cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad estructural, la fluencia y la falla de los miembros indican la necesidad de métodos modernos de evaluación estructural que tengan en cuenta las propiedades sísmicas del edificio, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal posterior de los materiales. (Seismic, 1995)

Los cambios que ocurrieron con la técnica Push-Over, utilizando modelos de carga lateral y modelos de deslizamiento en lugar de fuerzas, redujeron las limitaciones y deficiencias de la aplicación original del método, lo que permitió que el método ganara ventajas en su aplicación. (Morales, 2006)

A. Carga gravitacional no lineal.

La fuerza gravitacional debe ser considerada constante y debe funcionar en conjunto con la carga lateral. El (ASCE/SEI_41-13, 2014) establece que la carga gravitacional para un análisis no lineal debe ser considerada. Considerar fuerzas laterales debe ser lo siguiente:

$$Q_G = Q_D + Q_L$$

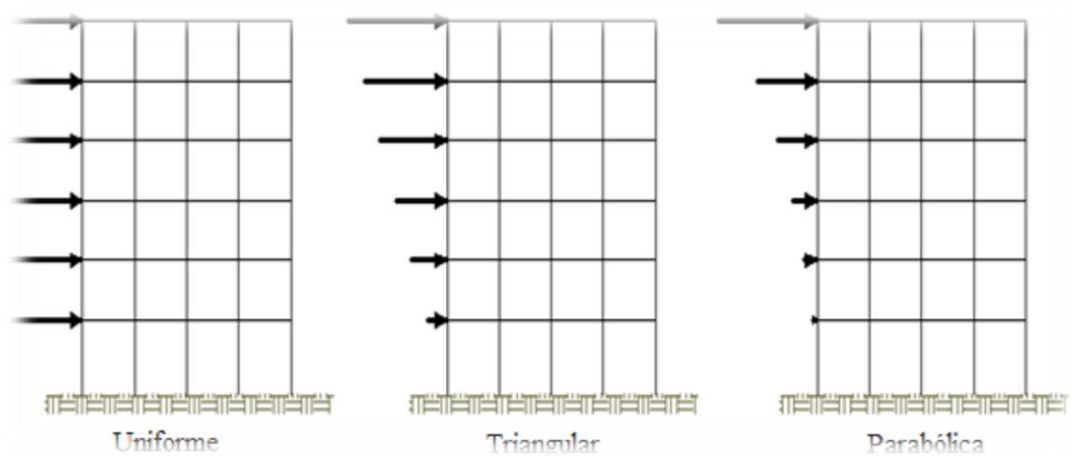
En el que la carga variable debe ser tomada en cuenta como un 25%. Debido al tipo de infraestructura bajo evaluación, emplearemos un 50% en CV y un 25% en CV de techos tal como señala nuestra norma (E.030, 2018).

B. Patrón de cargas laterales.

- Sistema de cargas:

En el modelo de cargas laterales, la proporción de estas puede ser constante, triangular, parabólico, entre otros.

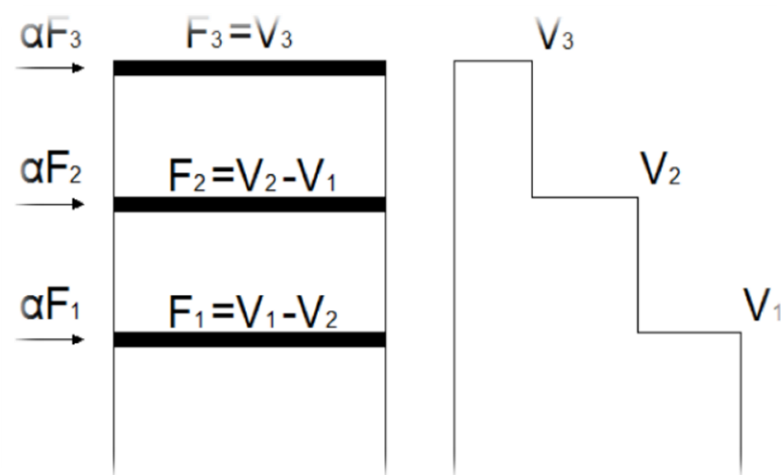
Figura 10 *Distribución de cargas laterales.*



Fuente: (Navarro. L. y Fernández, 2006)

Para el estudio actual utilizaremos una proporción en sentido vertical que será acorde a la proporción de fuerzas cortantes por planta, determinadas al combinar reacciones modales de un análisis de espectro de respuesta, influyendo modos que permitan captar mínimamente el 90% de la totalidad del peso del edificio.

Figura 11 *Proporción en sentido vertical proporcional a la distribución cortante por piso*

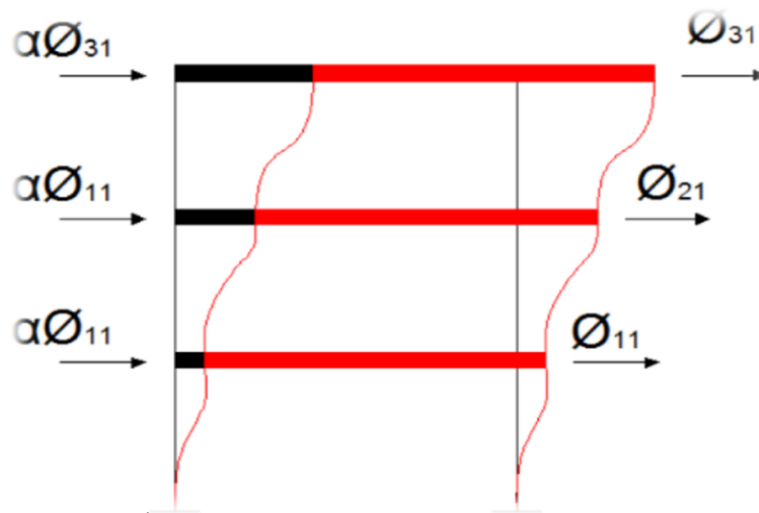


Fuente: (CCIP PERÚ)

- **Sistema de desplazamientos**

Al decir un patrón de movimientos, se relaciona a un conjunto de movimientos preestablecidos que aumentan gradualmente. Generalmente se utilizan los movimientos derivados de los modos relevantes de la oscilación.

Figura 12 *Proporción vertical en relación a la forma del modo fundamental*



Fuente: (CCIP PERÚ)

C. Control de desplazamiento.

El manejo del desplazamiento en este método es un tópico de vital importancia ya que es uno de los ejes que ayuda formar la curva de capacidad de la estructura, preferentemente se realiza este control en el último piso del edificio a evaluar, específicamente en su centro de masas, ya que los desplazamientos en este nivel son más representativos con respecto al desempeño de la estructura.

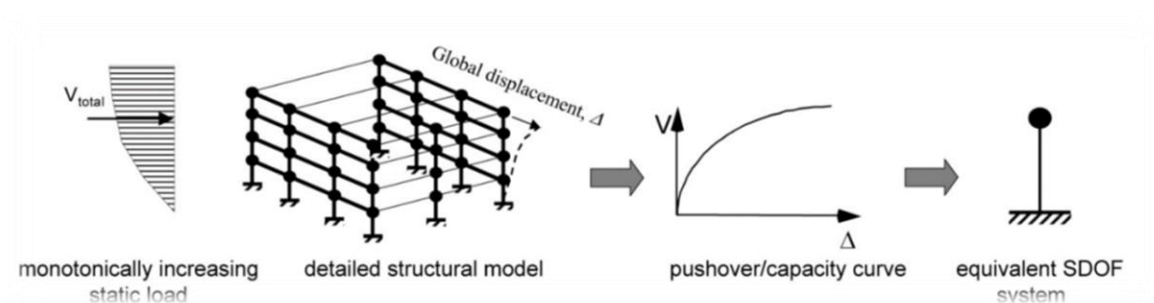
Curva de capacidad.

Influye la resistencia y de la capacidad de deformación de sus elementos propios; para establecer la capacidad en fondo del límite elástico se aplica el análisis no lineal, como es el caso del análisis estático no lineal, este paso utiliza

un conjunto de análisis de límite elástico consecutiva, que se van acumulando para acercarse a una gráfica que es la curva de capacidad, en relación a la cortante basal (V) el desplazamiento (Δ) la parte superior de esta se estima el posible reacción de la estructura tras sobrepasar su límite lineal. (ATC-40, 1996)

El diseño de enfoque matemático de esta se ajusta para tener en cuenta la disminución del soporte de los elementos al llegar a su límite a fluencia en el acero; así, la ejecución de poner fuerzas de manera horizontal, se incrementa de manera continua hasta que la estructura se vuelva no estable o alcanza su máxima capacidad de soporte (ATC-40, 1996)

Figura 13 Expresión del análisis Pushover



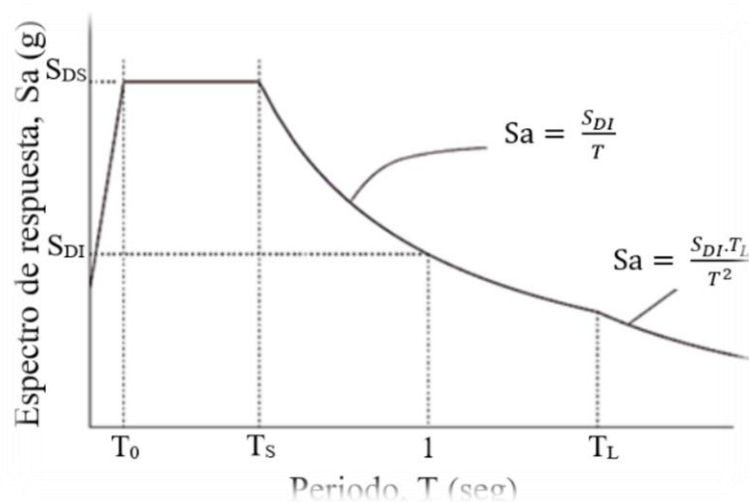
Fuente: (FEMA-356, 2000)

Demanda sísmica.

Los desplazamientos en el suelo durante una respuesta sísmico generan patrones complicados de movimientos en sentido horizontal que cambian con el periodo y llevar a cabo este proceso de manera gradual para establecer los lineamientos del diseño estructural. Los atajos comunes de análisis lineal emplean fuerzas en sentido horizontal para poner un requisito de diseño, los métodos no lineales resultan más simple al utilizar un grupo de deslizamientos laterales como condición de diseño. Para una edificación planteada y un sismo específico, el deslizamiento de demanda conforma la reacción óptima anticipada en el desarrollo sísmico (ATC-40, 1996).

La curva del espectro de respuesta, periodo (t) frente a pseudo-aceleraciones, utilizada en el diseño de estructuras, está formada por varios segmentos; el segmento de aceleración constante llega hasta t_s , el de velocidad constante se extiende hasta t_l y las pseudo-aceleraciones son inversamente proporcionales a t . La parte del periodo prolongado se establece encima de t_l , indica un periodo que la transición del segmento de velocidad constante al segmento de desplazamiento invariable. Las pseudo-aceleraciones en el tramo de desplazamiento constante superiores a t son inversamente a su distribución al cuadrado de t . (FEMA_440, 2005)

Figura 14 Diagrama espectro de respuesta



Fuente: (ASCE/SEI_41-13, 2014)

Métodos de cálculo de desempeño sísmico.

El verdadero reconocimiento del nivel de eficiencia de un edificio es valiosa para la reconstrucción de elementos que ya existen, el análisis de susceptibilidad, el diseño los nuevos elementos y la identificación a un posible fallo sísmico. La ubicación del punto de rendimiento facilita una mejor comprensión de la posible reacción de una estructura expuesta a múltiples tipos

de oscilaciones en cambios sísmicos y puede contribuir a elevar los estándares de severidad a un financiamiento reducido. (Bonett, 2003)

El análisis estático no lineal continúa en un enfoque se ser empleado en los últimos años como una opción para evaluar el rendimiento sísmico en el enfoque de la ingeniería sísmica; este tipo de análisis se considera más concreta si se pone en relación a los métodos lineales de los diversos códigos de diseño; varios procedimientos de este análisis están siendo consolidados y han sido detalladamente expuestos en normativas como el (ATC-40) y (FEMA-356). (Bonett, 2003)

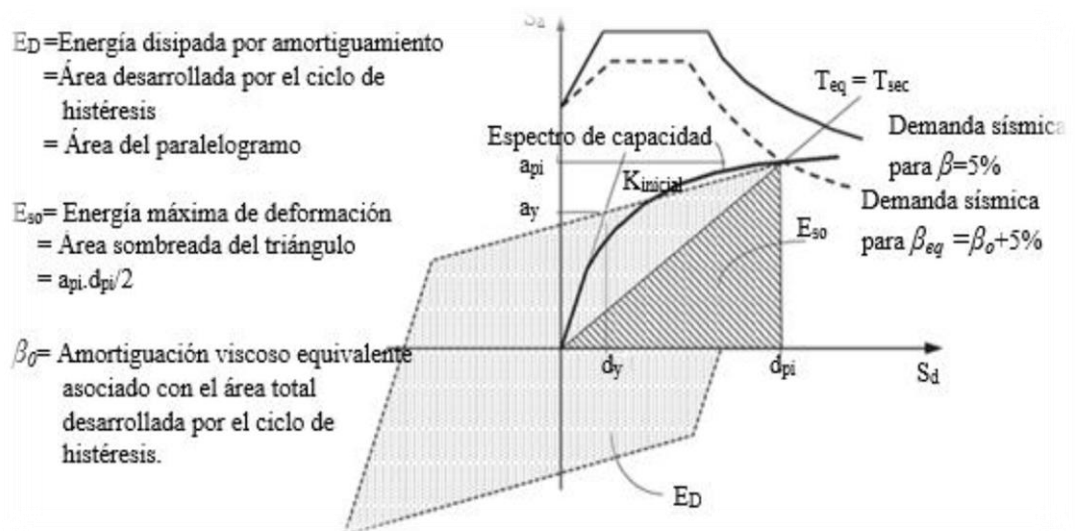
A. Método de espectro de capacidad

El método de análisis no lineal, una alternativa del método de espectro de capacidad y se encuentra en la norma (ATC-40), se fundamenta los parámetros. La premisa fundamental en los métodos iguales que el deslizamiento permisible de una conformación con 01 grado de libertad no lineal puede ser aproximado a partir del desplazamiento máximo de un sistema con un solo grado de libertad elástico lineal, el cual presenta un periodo y una relación de amortiguamiento mayor a los valores iniciales del análisis no lineal. El conjunto básico de grados de libertad de la estructura, empleado para calcular el deslizamiento plástico máximo del sistema no lineal, se denomina comúnmente sistema equivalente o sustituto. De manera similar, el tiempo de oscilación y la razón de amortiguamiento del sistema elástico se conocen comúnmente como periodo y razón equivalente de amortiguación. (FEMA_440, 2005)

La descripción de amortiguación viscosa se publicó en los años 30 por L. Jacobsen, quien consiguió respuesta cercana para la constante de

oscilación forzada de grados de libertad restringido. En los años 60 el autor extendió la descripción de restricción viscosa equivalente para generar sistemas de grados de libertad, es entonces que se empleó múltiples métodos, destacando el método del espectro de competitividad o capacidad, que se fundamenta fundamentalmente con las escrituras de Freeman Nicoletti y Tirell (1975) describe el paso para conseguir el punto de eficiencia de estructuras recientes y su verificación (FEMA_440, 2005)

Figura 15 Expresión del método espectro-capacidad de linealización congruente



Fuente: (FEMA_440, 2005)

Se empieza con la creación de una razón entre la carga y deformación, que es igual al método de los coeficientes (FEMA-356), en caso que la respuesta se representa en un enfoque de espectros de respuesta en base a la aceleración y la deformación. Que es el cambio de la relación de fuerza cortante en la base en relación al deslizamiento en el último piso, empleando sus condiciones dinámicas de los componentes estructurales. El resultado se conoce como variación de capacidad de la estructura; además, el desplazamiento sísmico se cambia al formato ADSR. Significa que el periodo

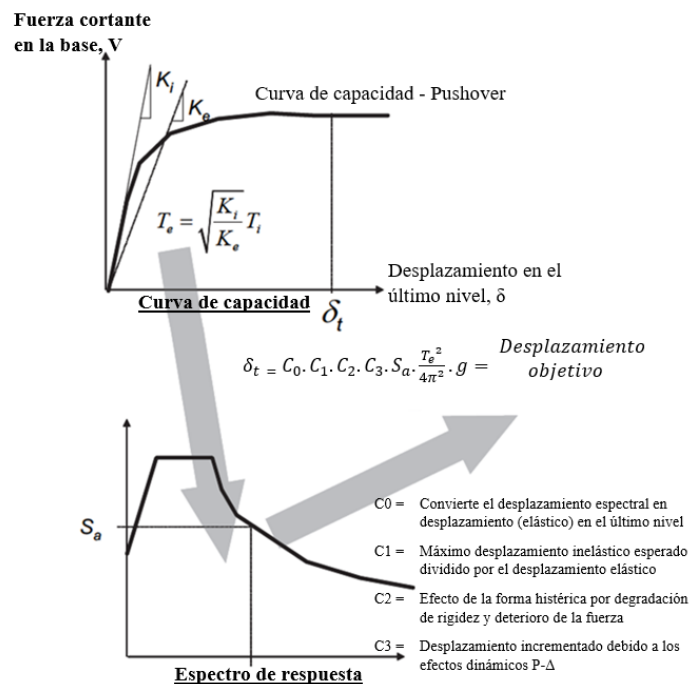
equivalente (Teq) pasa el espectro de capacidad, la respuesta para hallar el punto límite de desplazamiento plástico (punto de desempeño) es un proceso iterativo. Ello indicara que la curva de capacidad se represente en los mismos sentidos que la demanda sísmica, el método compara la capacidad estructural con la cantidad sísmica en un solo diagrama. (FEMA_440, 2005)

B. Método de los coeficientes

El método es el fundamental paso estático no lineal; esta integración ajusta la solución elástica lineal del sistema común de grados de libertad multiplicándola en continuidad de coeficientes de C0 a C3, para hacer la aproximación del deslizamiento total máximo. Se identifica la ubicación del punto de desempeño sobre la curva proyectada de tipo pushover de manera bi- lineal, puesta una corrección de se adapta a la metodología de deslizamientos congruentes, en recomendación por él (ATC-40), para establecer el punto de eficiencia. El coeficiente C0 (raras veces considerado como el factor de acción del 1er modo vibratorio), que está en razón del desplazamiento espectral de un sistema común de grados de libertad congruentes con el deslizamiento en el último piso, utilizando sistemas de varios grados de libertad. El C1 indica la proporción del deslizamiento permisible para la respuesta plástica de un oscilador en grados de libertad, con una reacción histérico que no se deteriora, comparado con el deslizamiento permisible si el oscilador se mantuviera elástico. El C2 considera la reacción de exterminio de la relación carga-deformación en base a la disminución de la rigidez y la carencia de la respuesta permisible de la resistencia, relacionado al tipo de estructura y los pisos de eficiencia que se tiene, el C3 se arregla en reacción de la no linealidad geométrica de 2do

orden; es fundamental indicar que las reacciones P-Δ se igualan a un tipo de descenso de la fuerza, surge en un ciclo simple de movimiento vibratorio, y se diferencia del descenso de la fuerza cíclica que sucede en ciclos Modelo posterior con un oscilador del tipo SSD; ambas clases de descenso de la carga tienen distintas consecuencias en el comportamiento dinámico (FEMA_440, 2005).

Figura 16 Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente.



Fuente: (FEMA_440, 2005)

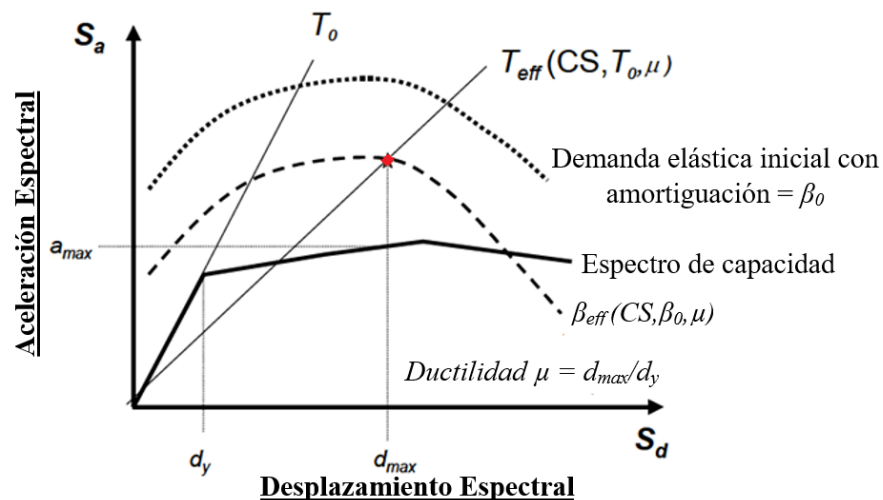
El periodo de eficiencia se empieza de uno inicial a través de un paso ilustrativo que se visualiza en descenso de la rigidez al pasar de la reacción elástica a plástica; el tiempo de la eficiencia indica la rigidez del grado de libertad que se asemeja. Si se representa en el espectro de respuesta en base a su periodo, el periodo de eficiencia establece a reacción de aceleración permisible en el oscilador. La amortiguación asumida, frecuentemente

establecida en un 5% de la retracción peligrosa, refleja el piso podría reaccionar en un límite elástico (FEMA_440, 2005)

C. Método optimizado para la linealización equivalente.

Este paso es un cambio del método de espectro de capacidad que brinda la norma (ATC-40), un paso mejorado que se debió por las diferencias de los resultados, en comparativa del (FEMA-356) para su análisis del mismo. (CHAVESTA RUELAS, 2019)

Figura 17 Espectro de reacción de desplazamiento de aceleración (ADRS)



Fuente: (FEMA_440, 2005)

Si la linealización se iguala como parte de un paso estático no lineal, para modificar la reacción de esta con un sistema de grados de libertad, su propósito es de asumir la máxima reacción de deslizamiento de la estructura no lineal con un sistema elástico que se iguala a un periodo, T_{eff} y la retracción de eficiencia β_{eff} . La razón entre la carga y la deformación de esta, que se muestra en la imagen 17 en un formato de espectro de respuesta de desplazamiento – aceleración, representa la curva de capacidad y utiliza los

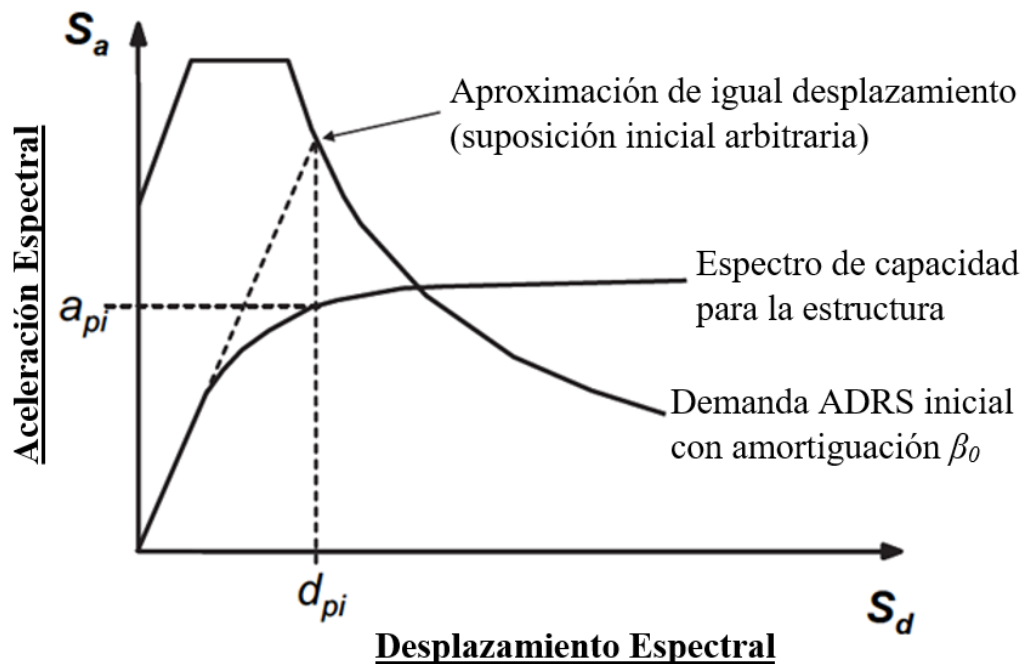
pasos estandarizados de (FEMA-356) o (ATC-40) en su procedimiento (FEMA_440, 2005)

En el periodo efectivo T_{eff} , y la retracción eficiente β_{eff} , dependen de la propiedad de la ductilidad en su mayoría, el cálculo del desplazamiento permeable en base a la alineación congruente no es realizable de manera directa y necesita obligatoriamente un paso de solución mediante interacción o gráfico. Este paso optimizado es el mismo que el paso convencional que estipula la norma (ATC-40) y necesita la ejecución de los siguientes pasos. (CHAVESTA RUELAS, 2019)

1. Obtener la referencia espectral de la variación sísmica de interés con una retracción β que se inicia del 5%. Este espectro de respuesta es posible un espectro de diseño de (ATC-40) o (FEMA-356), un espectro que establece el sitio o un espectro de igual nivel de susceptibilidad. (CHAVESTA RUELAS, 2019)
2. Ajuste el espectro elegido, según sea necesario, en la relación suelo – estructura; lo que refleja la probable reducción de las ordenadas espectrales en la relación cinemática y por el cambio de retracción del sistema desde el valor de inicio, β_i a β_o , en tal sentido la retracción de la cimentación. Si se rechaza la retracción de la cimentación, β_o congruente a β_i . (CHAVESTA RUELAS, 2019)
3. Transformar el espectro elegido, ajustado para la relación tierra – estructura, cuando sea necesario, en una plantilla de solución aceleración – desplazamiento (ADRS), del documento ATC-40. El espectro cambiado es la mayoría ADRS de inicio. (CHAVESTA RUELAS, 2019)

4. Empezar con una curva de capacidad para aquello que se va evaluar, una relación principal para un modelo simple en grados de libertad, hay un horizonte que divide la aceleración y el desplazamiento espectral lo cual se puede conseguir convirtiendo al formato ADRS (CHAVESTA RUELAS, 2019).

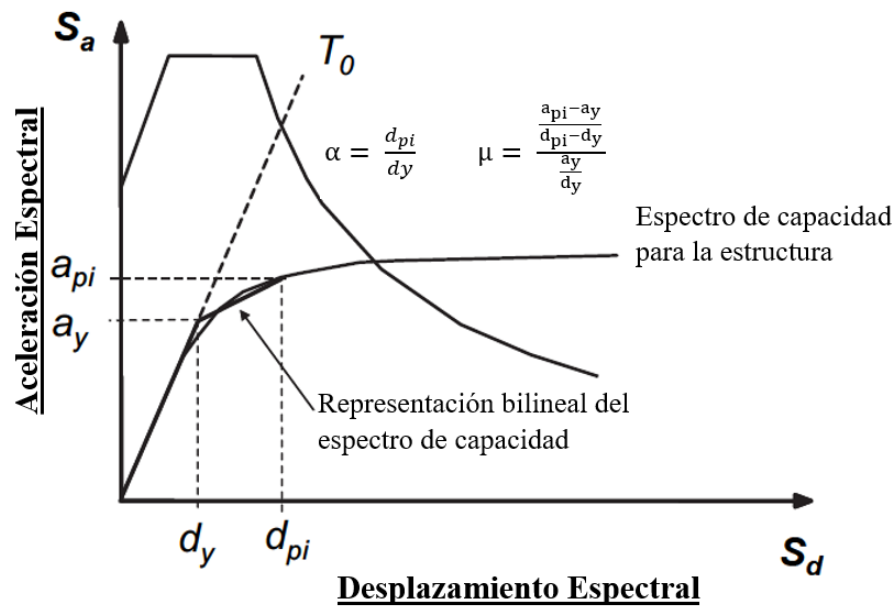
Figura 18 *Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad*



Fuente: (FEMA_440, 2005)

5. Elija un punto de partida de rendimiento (aceleración permisible, a_{pi} , y desplazamiento, d_{pi}). Que corresponde a una revisión acercada de conformidad o en cualquier otro aspecto basado en un criterio técnico (CHAVESTA RUELAS, 2019).
6. Procesar el espectro de capacidad mediante una referencia de doble horizonte, en base a los pasos de la norma (ATC-40). Establece un periodo inicial " t_0 ", el desplazamiento que se da a fluencia, d_y y la aceleración de fluencia, existen lineamientos que cambian en la superposición a_{pi} y d_{pi} (CHAVESTA RUELAS, 2019).

Figura 19 Referencia de la bilineal del espectro de capacidad



Fuente: (FEMA_440, 2005)

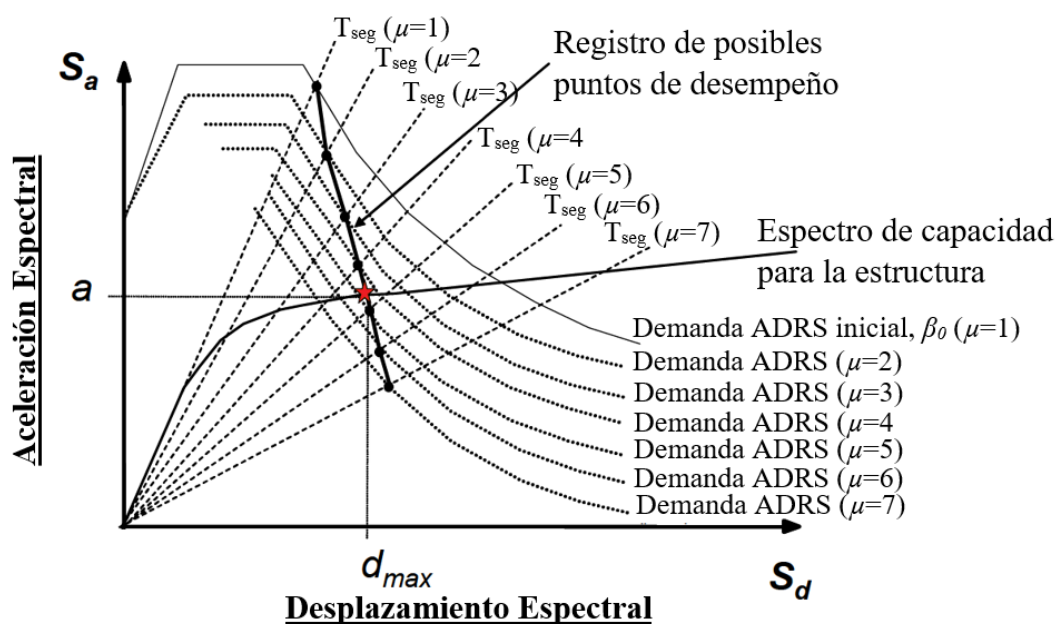
7. Teniendo la referencia bilineal, elaborada en el proceso anterior, determinar la propiedad de la ductilidad “ μ ”, las representaciones de rigidez post-elástica α como en la imagen 18. (CHAVESTA RUELAS, 2019)
8. El cálculo de la rigidez post-elástica, α , la propiedad de ductilidad μ en el paso 7, se usa para determinar la retracción de eficiencia, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} (CHAVESTA RUELAS, 2019).

De esto existe 03 alternativas favorables para encontrar la respuesta. Los pasos A y B se establece de manera extensa en la norma (FEMA_440), en consecuencia se describe los pasos que se usa en el espectro cambiado de respuesta de aceleración-desplazamiento (MADRS), las varias respuestas (a_{pi} , d_{pi}) para proceder un registro de probables partes de eficiencia, el punto de eficiencia verídico de la estructura se ubica en la

relación de la variación de capacidad ya descrito (CHAVESTA RUELAS, 2019).

9. En base a la retracción de eficiencia se establece el paso anterior, se ajusta el ADRS de inicio a β_{eff} en base al factor de retraer $B(\beta_{eff})$ (CHAVESTA RUELAS, 2019).
10. El producto del índice cambiado se M se calcula con el periodo de eficiencia T_{eff} , por las coordenadas de aceleración del gráfico ADRS, para β_{eff} , el propósito de generar el espectro cambiado a la respuesta de aceleración de deformación.

Figura 20 Registro de probables puntos de eficiencia.



Fuente: (FEMA_440, 2005)

11. La localización de un posible punto de rendimiento se calcula mediante la relación del MADRS con el intervalo del cercano radial, T_{sec} según lo indicado en la imagen 19. (CHAVESTA RUELAS, 2019).

12. Reducción o o ascenso el punto de eficiencia aproximado y realizar un ciclo de pasos para una serie de posibles puntos de eficiencia (CHAVESTA RUELAS, 2019).

13. El punto de eficiencia verídico se establece por la relación del reporte del conjunto de probables puntos de eficiencia en el anterior paso y el espectro de capacidad.

Se observa en el paso C es llevado a un paso autónomo que se sobreentienda en la respuesta inicial, conforme a su propiedad de ductilidad de 1 y en los siguientes ensayos en su mayoría que se relaciona de esta. (FEMA_440, 2005)

2.3. Definición de términos básicos

- **Análisis lineal:** Se define como propiedades estructurales, a saber, amortiguamiento y rigidez, que no cambian con el tiempo. El movimiento horizontal es proporcional al movimiento de corte y es una función lineal de la curva tensión-deformación que termina en el punto rítmico. (Calcina Peña, 2017)
- **Análisis no lineal:** Análisis de las propiedades estructurales en función del periodo, el deslizamiento y la deformación un fragmento no suavizado de la curva tensión-deformación a medida que cambian las propiedades estructurales porque se encuentra en la región sin escalar y donde no se inicia en el principio de la superposición. (chopra, 2014)
- **Rótula Plástica:** La reducción de energía que proporciona una rotación deformada plásticamente. Se utiliza para disipar la energía de las partes dobladas de una estructura. (Pareja, 2012)

- **Ductilidad:** En ciertos objetos deben dejarse estirar por una fuerza de tracción. basado en el trabajo de dibujo. (Farro, 2019)
- **Cortante basal:** Fuerza lateral en la base del edificio, calculada como la resultante de la gravedad y la masa de la estructura, o equivalentemente, la resultante del peso de la estructura y la aceleración al horizonte permisible, que es el resultado de la flexibilidad de diseño analizada espectro. el autor. (Brochero, 2006)
- **Deriva de la estructura:** Deslizamiento horizontal de la planta del edificio con respecto a la planta superior o inferior y se utiliza como parámetro de calificación según las especificaciones de los diferentes países. (McCormac, 2016)
- **Punto de desempeño:** Es la intersección del espectro de demanda reducida y el espectro de potencia, se establece el alcance de eficiencia de la estructura de la estructura. (Perez, 2014)
- **Ondas sísmicas:** En estudios sísmicos, identifica ondas de movimiento generalizadas. “Son oscilaciones elásticas, materiales que se deforman en relación al tiempo, pero luego vuelven a su estado y forma originales. Empieza en base a impulsos y se traslada en el interior y la superficie del limítrofe territorial. (Aulinas, 2018, pág. 58)
- **Técnica push-over tradicional:** Se basa en plegar una estructura ya diseñada, cuyo montaje es conocido; se alcanza introduciendo fuerzas horizontales crecientes con las cargas que se trabaja en gravedad aplicadas en un sentido hasta que la estructura colapsa o consigue un determinado valor de carga. En este método la eficiencia que se necesita de las estructuras se

puede evaluar mediante la estimación de los parámetros de carga y deformación en el modelado sísmico. (chorro, 2004)

- **Patrón de cargas laterales:** Se utilizará la carga inicial, que puede tomar cualquier valor, pero en nuestro caso, la carga mencionada será la carga correspondiente al desplazamiento de la base de la estructura. (Morales, 2006)

De acuerdo con el porcentaje de masa local de cada capa, se obtiene un patrón de carga uniforme, se calcula cada capa y se suma el peso de las diferentes capas para obtener la masa total de la estructura y finalmente la fuerza de inercia de cada capa. es calculado. (Morales, 2006)

- **Desplazamiento esperado:** El desplazamiento esperado de una estructura cuando se somete a demandas sísmicas obtenido utilizando un espectro de respuesta elástica adaptado a las propiedades del suelo en el que se construye o planea construir el edificio y una curva de capacidad obtenida a partir de una representación bilineal de la estructura. La determinación del desplazamiento esperado de una estructura estará relacionada con su nivel de rendimiento de diseño. Estos niveles de rendimiento se utilizan para proteger mejor a los usuarios y la estructura misma. (Esquive, 2014)

Use el modelo de grado de libertad equivalente para obtener el desplazamiento esperado, calcule su curva de capacidad de resistencia y luego expréselo en forma bilineal, y conozca la demanda antisísmica expresada por el espectro de respuesta elástica, luego puede saber el esperado desplazamiento grado de libertad sistema correspondiente a Muchos grados de libertad el desplazamiento esperado del sistema se conoce a través del coeficiente de participación de masa. (Esquive, 2014)

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Al comparar el análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos se demostró que el análisis estático no lineal calcula y verifica sísmicamente el estado de la estructura calculada con mayor precisión que el análisis estático lineal, en el distrito de Yanacancha, Pasco – 2024.

2.4.2. Hipótesis específicas

- a. Calculado el desempeño sísmico de la edificación de 10 pisos aplicando el estudio sísmico estático no lineal se demostró que los cálculos previos para el diseño de la estructura que fueron calculadas a partir del análisis estático lineal fueron datos asumidos inexactos, Yanacancha - Pasco – 2024.
- b. Al verificar el comportamiento sísmico en base al análisis estático lineal y sus respectivos parámetros sísmicos se constató un buen comportamiento sísmico, Yanacancha - Pasco – 2024.
- c. Se demostró que el tipo de análisis sísmico que brindara una estructura más eficiente y segura estructuralmente ante solicitaciones sísmicas es el análisis estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.

2.5. Identificación de variables

2.5.1. Variable independiente

Análisis estático no lineal y lineal

Dimensiones

- Carga no lineal gravitacional
- Patrón de cargas laterales

- Rotulas plásticas
- Curva de capacidad

2.5.2. Variable dependiente

Desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos.

Dimensiones

- Niveles de desempeño

2.6. Definición operacional de variable e indicadores

“Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha - Pasco – 2024”			
Variables	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores
Variables Independiente: Análisis estático no lineal y lineal	Para realizar un análisis sísmico estático no lineal como primer paso se deberá haber realizado un modelo matemático de la estructura, el cual se haya analizado y diseñado con anterioridad con el análisis sísmico estático lineal. Hecho esto, se incorporan las rótulas plásticas en los elementos estructurales y con ellos se procede a realizar el análisis aplicando un patrón de cargas laterales incrementales a la edificación (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019)	Carga no lineal gravitacional	Carga muerta
			Carga viva
		Patrón de cargas laterales	Fuerzas laterales según la norma E030
		Rotulas plásticas	Momento
			Rotación
Variable dependiente: Desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos.	Luego de haber efectuado un análisis sísmico estático no lineal se obtendrá la curva de capacidad de la estructura, la cual se puede relacionar con diversos espectros de demanda sísmica. A partir de ello obtendremos los puntos de desempeño sísmico, las cuales luego de haber sectorizado la curva de capacidad según los objetivos de eficiencia del visión 2000 nos determinará el nivel de desempeño sísmico de la edificación (Mehani et al., 2018)	Curva de capacidad	Cortantes en la base
			Desplazamiento en el último nivel
		Niveles de desempeño	Operacional
			Funcional
			Seguridad de vida
			Cercano al colapso
			Colapso

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

3.1.1. En razón a los propósitos de la investigación

El tipo de investigación es aplicada porque nuestra investigación se basará que una vez al saber el porcentaje de diferencias y como también las ventajas que nos ofrecen cada método, poder aplicarlo en próximos proyectos.

3.2. Nivel de investigación.

El nivel de nuestra investigación es aplicado.

3.3. Métodos de investigación.

3.3.1. Método de investigación específica.

El método de investigación será analítico.

3.4. Diseño de investigación.

Diseño no experimental, porque la variable independiente carece de manipulación intencional, y la recolección de datos se realiza en un único momento.

3.5. Población y muestra.

3.5.1. Población

Edificios de 10 pisos

3.5.2. Muestra

Edificio de 10 pisos

Se obtendrá en base a los parámetros de diseño en base a las normativas, por otro lado, obtendremos los datos del tipo de suelo que se presenta en la ciudad mediante tesis de referencia que nos brinden dichos datos, con un fin de poder obtener los resultados que lo representaremos mediante gráficos y cuadros estadísticos, para posteriormente realizar la comparativa entre ambos tipos de análisis sísmico.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.

Se alineará los procesos en base a los siguientes pasos:

1. Seleccionar los datos específicos necesarios para poder diseñar la edificación y para poder ingresar al programa estos datos para poder realizar los dos tipos de análisis sísmicos estáticos.
2. Introducido los datos al programa y diseñado ya la edificación, posteriormente pasaremos al procesamiento de los resultados que nos brindará el programa para luego exportar y representar los resultados mediante gráficos y cuadros estadísticos, estos resultados nos permitirán realizar la comparativa de resultados del análisis sísmico estático lineal y no lineal
3. Finalmente obtendremos los resultados verídicos y llegaremos a la conclusión de cuál de estos dos análisis sísmicos nos brinda el real comportamiento y desempeño sísmico de la edificación diseñada.

3.7. Tratamiento estadístico.

Nuestros resultados lo tendremos en cuadros estadísticos, para posteriormente realizar la comparativa entre ambos tipos de análisis sísmico, además para su mejor apreciación de las comparativas entre ambos tipos de análisis de diseño sísmico estático, se optará en realizar gráficos estadísticos y gráficos dinámicos.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo

4.1.1. Estructura de estudio

La estructura objeto de estudio de la presente tesis es una edificación ubicada en distrito de Yanacancha, Centro poblado de San Juan Pampa (Av. Los Incas, Cerro De Pasco 19001) que consta de 10 pisos con un área techada de 129.50 m² que está destinada para una estructura de departamentos, con altura de entrepiso de 3m. El sistema estructural sismorresistente está conformado por columnas cuadradas de 40x40 y 45x45, vigas rectangulares de 30x45, 30x40, 25x30 y 25x20, muros de corte de $e=25\text{cm}$ y losas de aligeradas de 20 cm, maciza de 20cm. Todos estos elementos estructurales están distribuidos de manera estratégica en el edificio.

4.1.2. Bases de calculo

Propiedades de los materiales

a) Concreto

- Resistencia a la compresión: $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$

- Peso específico: 2,400 kg/m³
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 217,370.651 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de poisson : $\nu = 0.15$

b) Acero de Refuerzo

- Resistencia a la fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico: 7,800 kg/m³
- Módulo de Elasticidad: $E = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de poisson : $\nu = 0.30$

Cargas y sobrecargas

a) Carga muerta

Las cargas del peso propio de la estructura son calculadas de manera autónoma por el programa (Etabs), excepto el peso de los ladrillos en las losas aligeradas y de mas cargas que no están modeladas en la estructura, a continuación, las cargas muertas aplicas a la estructura.

- Peso del ladrillo: 72 kg/m²
- Carga de acabados: 100 kg/m² (según la E020)
- Carga de tabiquería móvil: 150 kg/m² (según la E020)

b) Sobrecarga

- Carga viva: 200 kg/m² (según la E020)

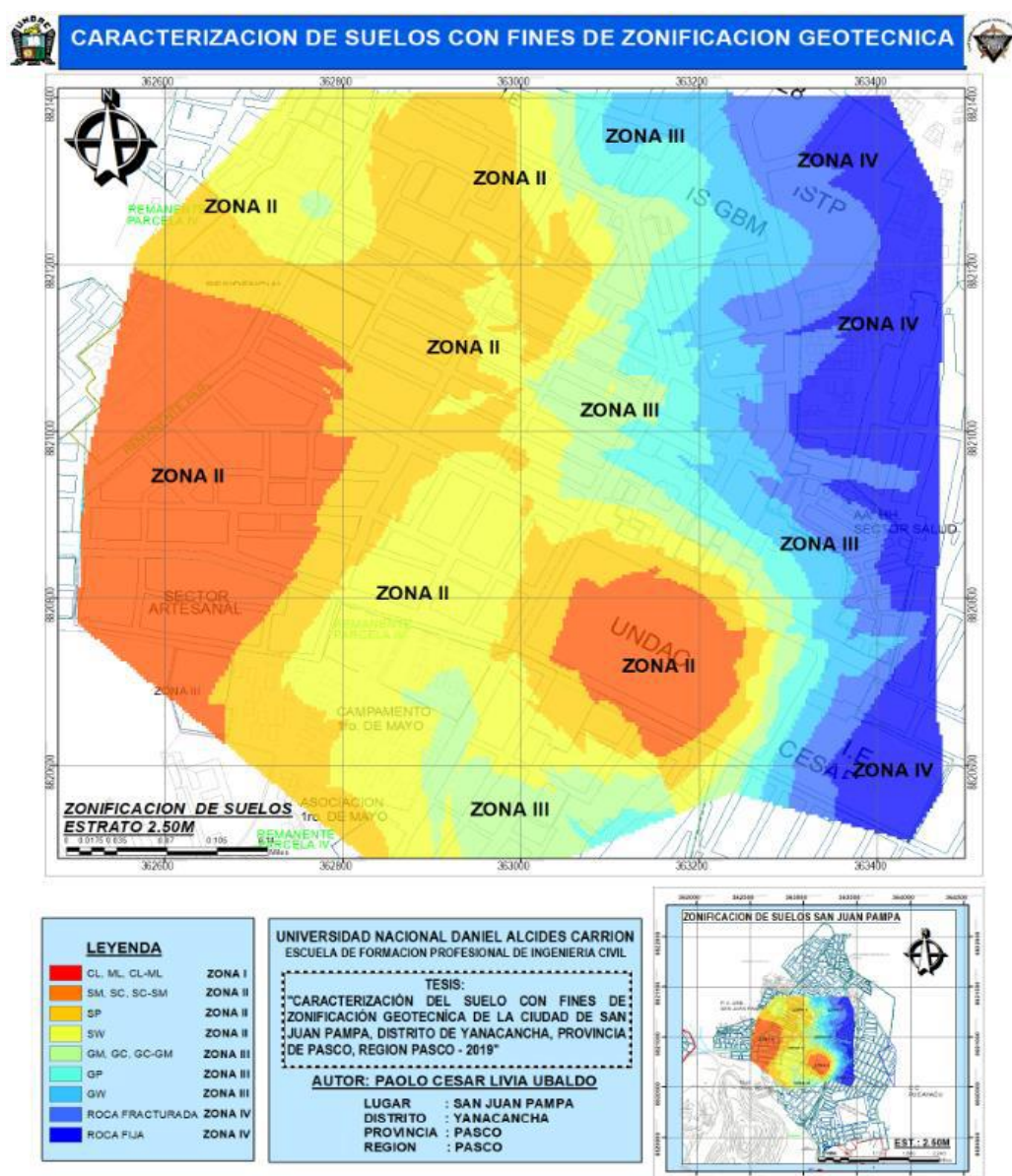
Parámetros sísmicos

Todos los parámetros sísmicos son hallados con las consideraciones que nos da la norma E030.

- a) Zona sísmica: $Z = 0.25$ (Zona 2, Yanacancha)
- b) Factor de uso: $U = 1$ (edificación común)
- c) Factor de amplificación sísmica C

- Esto se calculará una vez hecho el análisis modal y tengamos los periodos de la estructura
- d) Factor de suelo: Este factor se evaluó en base a la tesis titulado: “Caracterización del suelo con fines de zonificación geotécnica de la ciudad de San Juan Pampa, distrito de Yanacancha, provincia de Pasco, región Pasco – 2019” (UBALDO, 2019), lo cual nos presenta en la página N°167 la siguiente figura de zonificación por tipo de suelo.

Figura 21 Zonificación geotécnica de San Juan Pampa, Yanacancha con $D_f=2.50m$



Fuente: (LIVIA UBALDO, 2019)

Como se mencionó anteriormente el lugar del proyecto es la Av. Los Incas, Cerro De Pasco 19001, basado en el mapa presentado corresponde a la ZONA III y un suelo GW (grava bien graduada) tomando en cuenta ello y la norma E030 en el ítem 12.1.4-c-c.1 se clasifica al suelo como (S2) $S=1.20$. Ya teniendo el tipo de suelo podemos hallar los factores TP y TL según la E030.

- $TP=0.60$ y $TL=2.00$

e) Coeficiente de reducción sísmica

- Dirección XX: $R=8$ (Sistema a porticado, el edificio es regular en altura y planta)
- Dirección YY: $R=6$ (Muros estructurales, el edificio es regular en altura y planta)

f) Peso sísmico

- Para hallar este factor utilizaremos la siguiente formula: 100% Carga muerta + 25% Carga viva

4.1.3. Modelo matemático

Para el modelado matemático se utilizó el programa ETABS v20, a continuación, se presenta el proceso de modelado de la estructura de estudio.

a) Definición de materiales

Figura 22 Definición del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: Concreto Fc=210 kg/cm2
Material Type: Concrete
Directional Symmetry Type: Isotropic
Material Display Color: [Color Picker] Change...
Material Notes: [Text Area] Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2173706.51 tonf/m²
Poisson's Ratio, U: 0.15
Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
Shear Modulus, G: 945089.79 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
☐ User Specified [Text Field]

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 23 Definición del Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: Acero fy=4200kg/cm2
Material Type: Rebar
Directional Symmetry Type: Uniaxial
Material Display Color: [Color Picker] Change...
Material Notes: [Text Area] Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume: 7.8 tonf/m³
Mass per Unit Volume: 0.795379 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²
Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

b) Definición de Elementos estructurales

Figura 24 Definición de la viga 30x45

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VGXX - 30x45 (T)

Material: Concreto Fc=210 kg/cm2

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: 0.45 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero fy=4200 kg/cm2

Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200 kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000597 m²

Top Bars at J-End: 0.000597 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000525 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000525 m²

Fuente: Software Etabs

Figura 25 Definición de la viga 30x40

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VGYV - 30x40 (T)

Material: Concreto Fc=210 kg/cm2

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: 0.4 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero fy=4200 kg/cm2

Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200 kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000796 m²

Top Bars at J-End: 0.000796 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000398 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000398 m²

Fuente: Software Etabs

Figura 26 Definición de la viga 25x30

General Data

Property Name: VGXX - 25X30 (T)

Material: Concreto $f'c=210$ kg/cm²

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: 0.3 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200$ kg/cm²

Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200$ kg/cm²

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000381 m²

Top Bars at J-End: 0.000381 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000254 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000254 m²

Fuente: Software Etabs

Figura 27 Definición de la viga 25x20

General Data

Property Name: VCH - 25X20 T

Material: Concreto $F'c=210$ kg/cm²

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: 0.2 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200$ kg/cm²

Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200$ kg/cm²

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.03 m

Bottom Bars: 0.03 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000254 m²

Top Bars at J-End: 0.000254 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000254 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000254 m²

Fuente: Software Etabs

Figura 28 Definición de la columna 45x45

General Data

Property Name: CLXX - 45X45 (T)

Material: Concreto f=210 kg/cm2

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: 0.45 m

Width: 0.45 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero fy=4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200kg/cm2

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: 5/8" 0.000199 m²

Corner Bar Size and Area: 5/8" 0.000199 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 3/8" 0.000071 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.1 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 29 Definición de la columna 40x40

General Data

Property Name: CL - 40X40 (T)

Material: Concreto f=210 kg/cm2

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: 0.4 m

Width: 0.4 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero fy=4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200kg/cm2

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: 1/2" 0.000127 m²

Corner Bar Size and Area: 5/8" 0.000199 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 3/8" 0.000071 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.1 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 30 Definición del muro de corte $e=25\text{cm}$

Wall Property Data

General Data

Property Name: PL-25cm

Property Type: Specified

Wall Material: Concreto $f'c=210\text{ kg/cm}^2$

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

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.25 m

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 31 Definición de la losa aligerada $e=20\text{cm}$

General Data

Property Name: Aligerado XX h=20cm (tesis)

Slab Material: Concreto $f'c=210\text{ kg/cm}^2$

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

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 32 Definición de losa maciza $e=20\text{cm}$

The image shows a software dialog box with two main sections: "General Data" and "Property Data".

General Data

- Property Name: Maciza h=20cm (tesis)
- Slab Material: Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ (with a dropdown arrow and an ellipsis button)
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thin (with a dropdown arrow)
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: (a blue color swatch) and Change...
- Property Notes: Modify/Show...

Property Data

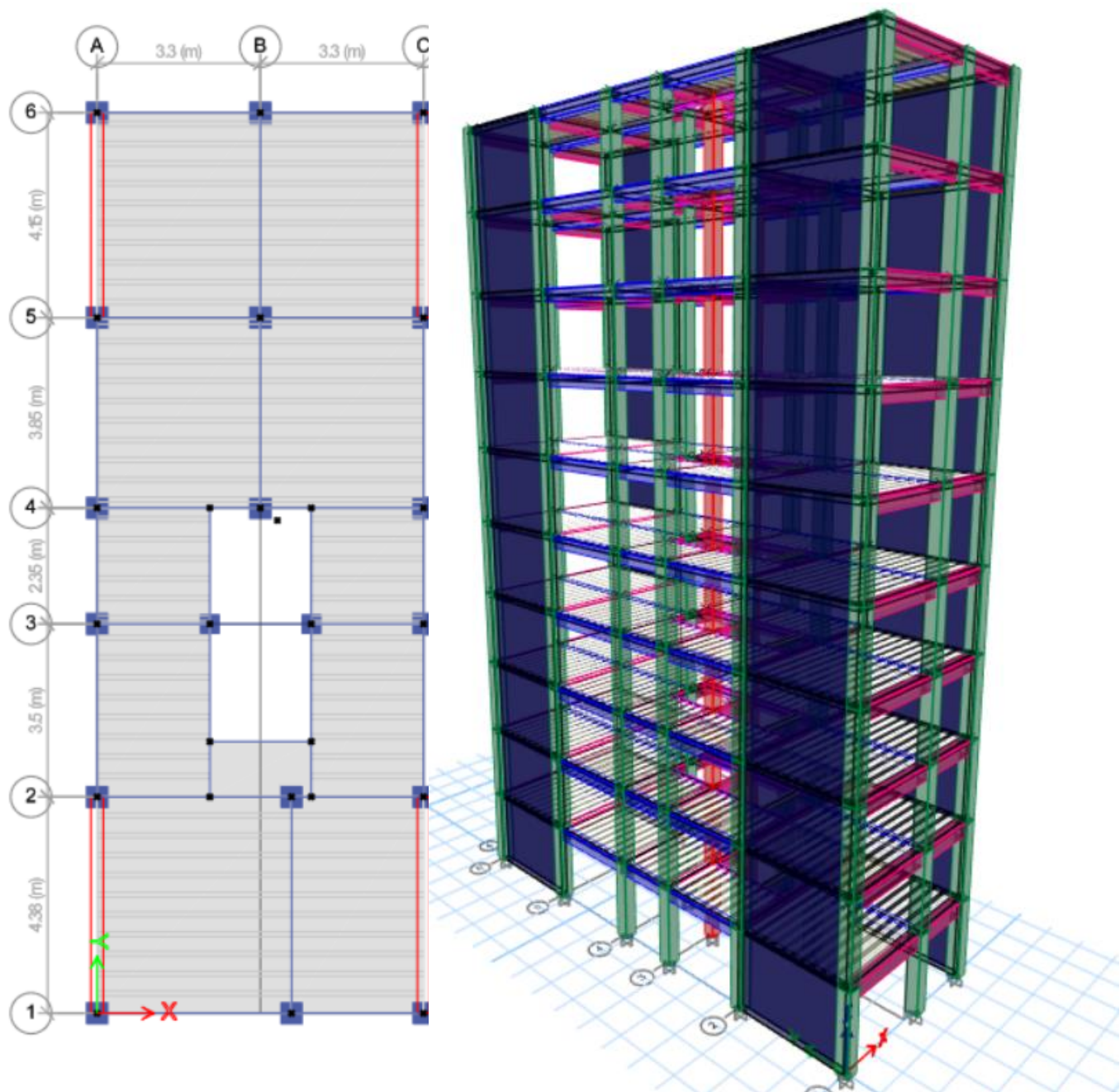
- Type: Slab (with a dropdown arrow)
- Thickness: 0.2 m

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Software Etabs

c) Modelado tridimensional

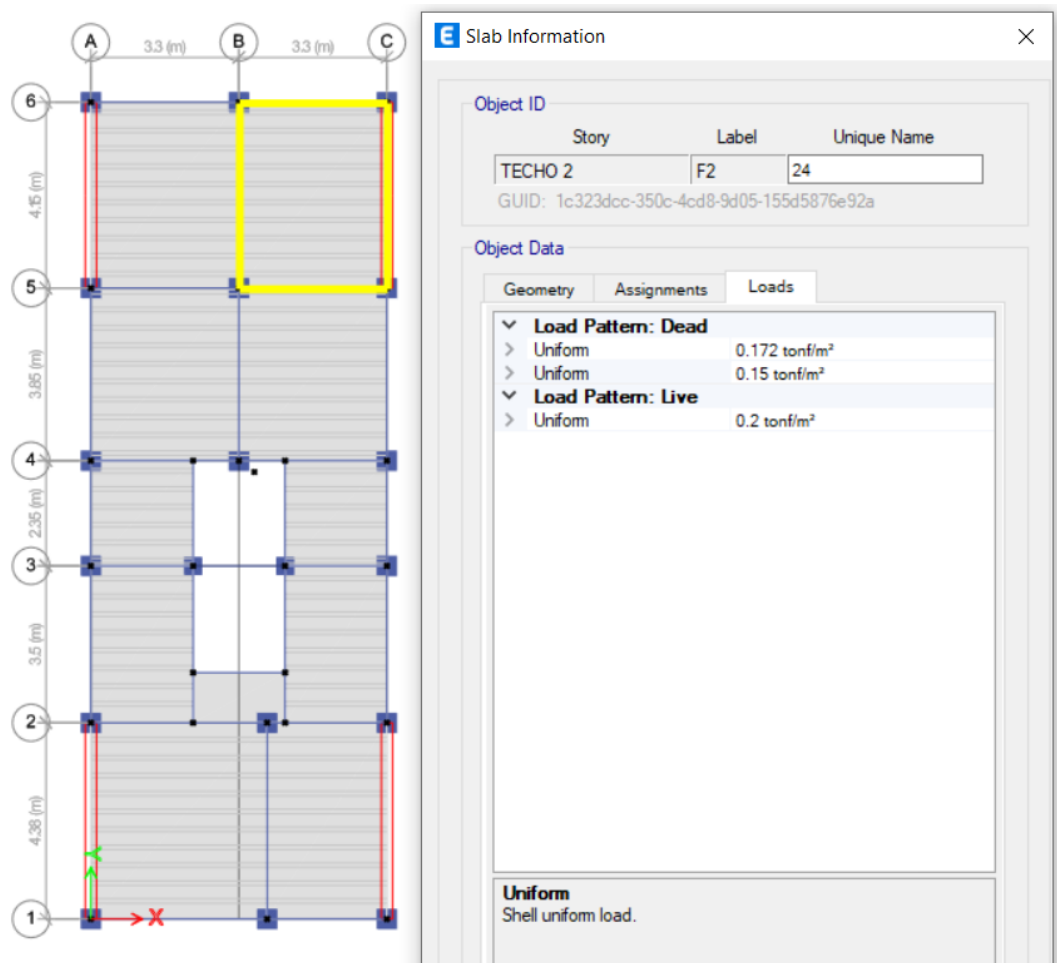
Figura 33 *Modelo en plata y tridimensional de la estructura*



Fuente: Software Etabs

d) Asignación de cargas a la estructura

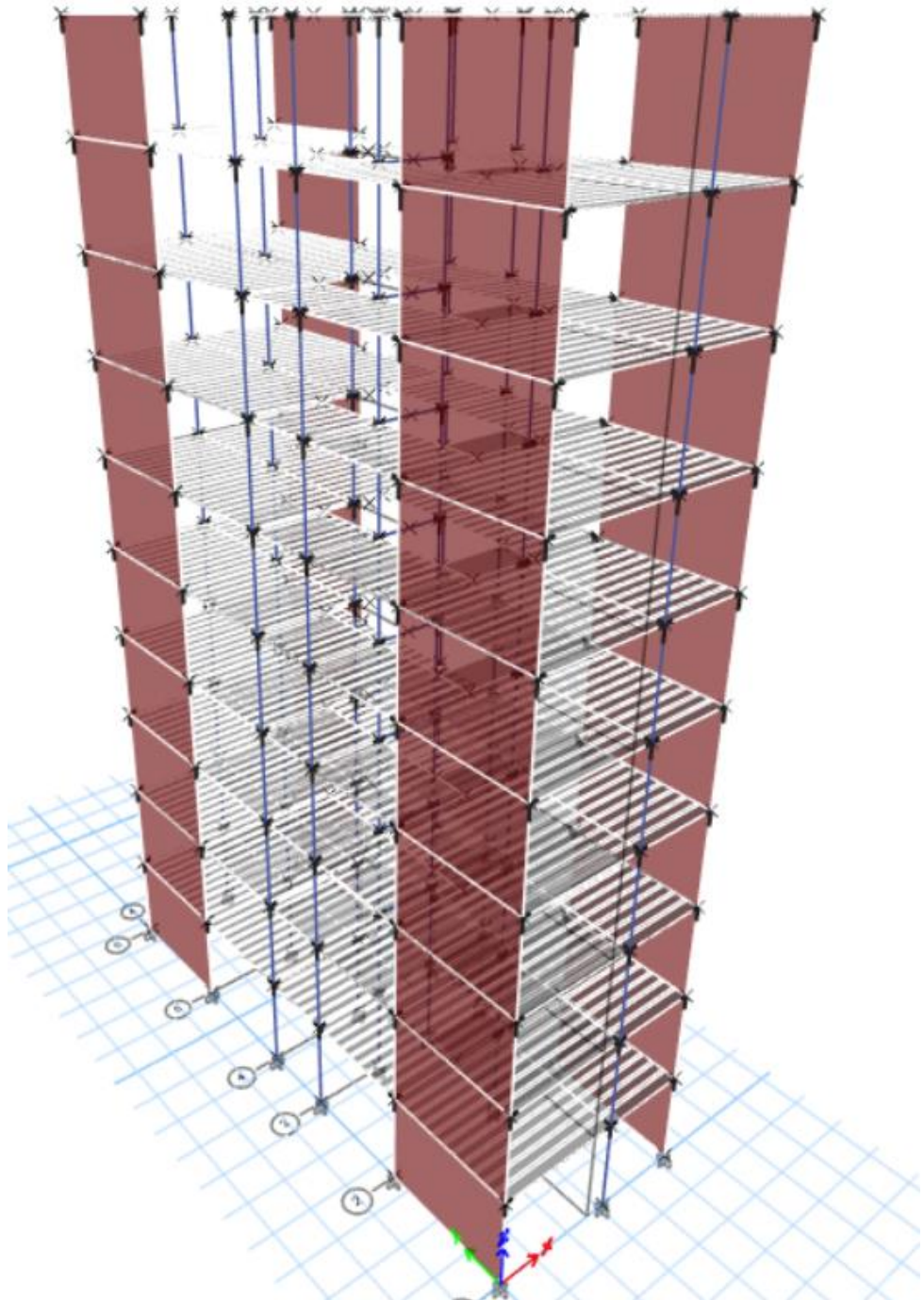
Figura 34 Asignación de cargas a las losas



Fuente: Software Etabs

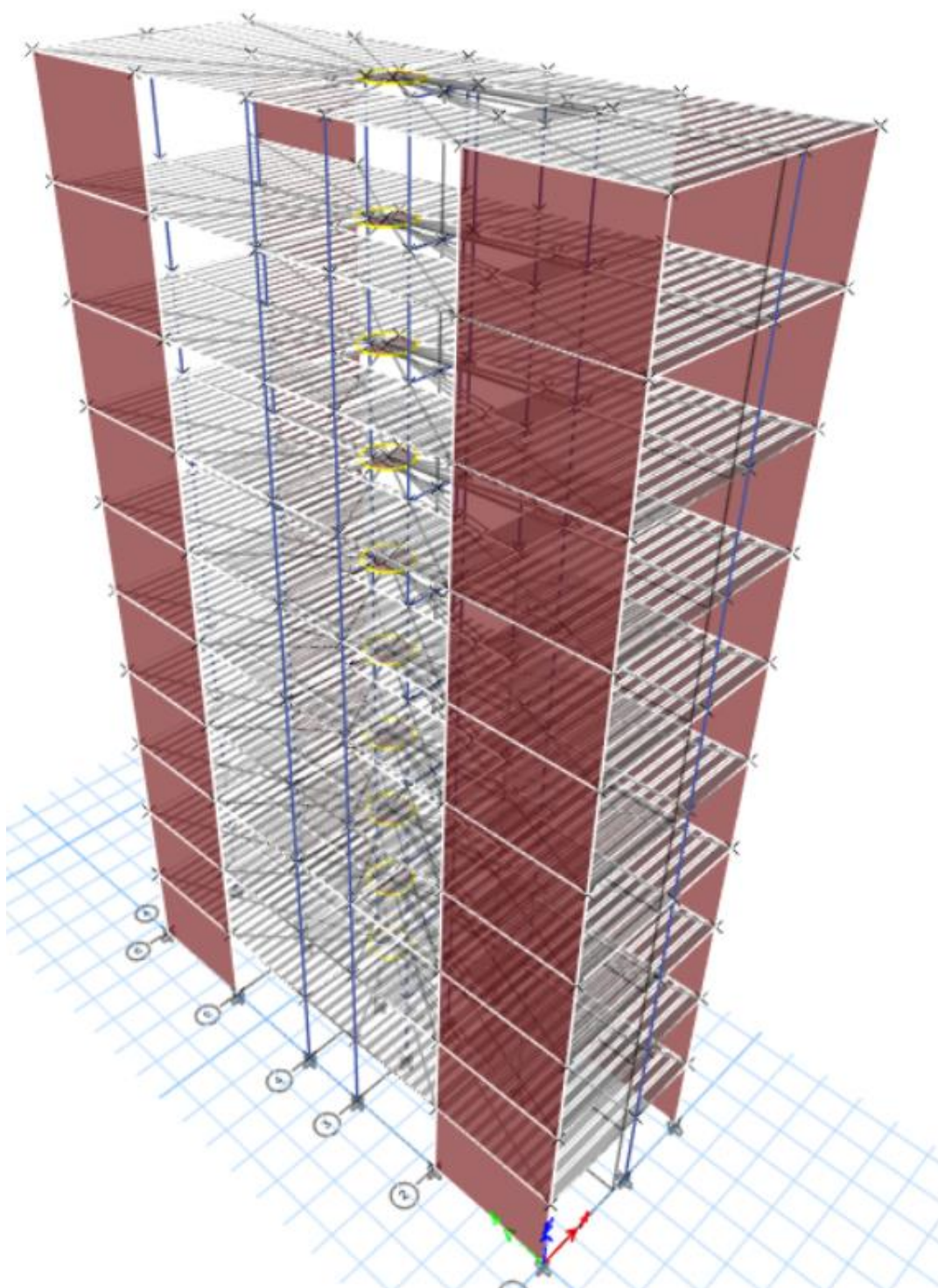
e) **Asignación de brazos rígidos y diafragmas rígidos**

Figura 35 *Asignación de brazos rígidos en el nudo viga columna*



Fuente: Software Etabs

Figura 36 *Asignación de diafragmas rígidos en todas las plantas*



Fuente: Software Etabs

f) Creación del peso sísmico y el caso modal

Figura 37 Creación del peso sísmico de la estructura

Mass Source Data

Mass Source Name: 100%CM+25%CV

Mass Source

- ☐ Element Self Mass
- ☐ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☒ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: 0.05
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0.05

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Live	0.25
Dead	1

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 38 Creación del caso modal

Modal Case

General

Load Case Name: Modal

Load Case Type/Subtype: Modal Eigen

Mass Source: 100%CM+25%CV

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings: None

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist ☒ Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 12

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

☒ Allow Auto Frequency Shifting

Fuente: Software Etabs

4.1.4. Análisis modal

Se requiere de este análisis para poder hallar los periodos fundamentales de la estructura, a continuación, se presenta la tabla 14 con el reporte de masas participativas del Etabs.

Tabla 14 Reporte de masas participativas de la estructura.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.085	0.7929	1.32E-05	0	0.7929	1.32E-05	0	4.68E-06	0.2201	0.0066	4.68E-06	0.2201	0.0066
Modal	2	0.707	0.0076	0.0058	0	0.8004	0.0058	0	0.0026	0.0014	0.7118	0.0026	0.2216	0.7184
Modal	3	0.51	2.24E-05	0.6724	0	0.8005	0.6782	0	0.3478	0	0.0057	0.3504	0.2216	0.7241
Modal	4	0.347	0.1098	0	0	0.9102	0.6782	0	7.69E-06	0.5378	0.0011	0.3505	0.7594	0.7252
Modal	5	0.194	0.0331	0.0002	0	0.9433	0.6784	0	0.0003	0.0651	0.0264	0.3508	0.8244	0.7516
Modal	6	0.19	0.0046	0.0008	0	0.948	0.6792	0	0.0016	0.0068	0.1222	0.3524	0.8312	0.8738
Modal	7	0.131	0.02	0	0	0.968	0.6792	0	0	0.076	1.09E-05	0.3524	0.9072	0.8738
Modal	8	0.117	0	0.1856	0	0.968	0.8647	0	0.3162	7.14E-07	0.001	0.6686	0.9072	0.8748
Modal	9	0.096	0.0123	0	0	0.9803	0.8647	0	0	0.03	0.0001	0.6686	0.9372	0.8748
Modal	10	0.09	0.0001	0.0003	0	0.9804	0.8651	0	0.0007	0.0001	0.0605	0.6693	0.9373	0.9353
Modal	11	0.075	0.0083	0	0	0.9886	0.8651	0	0	0.029	1.54E-05	0.6693	0.9663	0.9353
Modal	12	0.061	0.0055	0	0	0.9942	0.8651	0	0	0.0151	1.55E-05	0.6693	0.9814	0.9353
Modal	13	0.055	2.57E-05	0.0001	0	0.9942	0.8652	0	0.0004	0.0001	0.0299	0.6697	0.9815	0.9652
Modal	14	0.051	0.0035	0	0	0.9977	0.8652	0	0	0.0117	8.14E-06	0.6697	0.9932	0.9652
Modal	15	0.05	0	0.0681	0	0.9977	0.9333	0	0.1443	0	0.0003	0.814	0.9932	0.9656
Modal	16	0.045	0.0018	0	0	0.9995	0.9333	0	0	0.0051	9.03E-07	0.814	0.9983	0.9656
Modal	17	0.042	0.0005	0	0	1	0.9333	0	0	0.0016	1.19E-06	0.814	0.9999	0.9656
Modal	18	0.039	1.22E-05	0.0001	0	1	0.9334	0	0.0002	3.30E-05	0.0158	0.8142	0.9999	0.9814
Modal	19	0.031	7.12E-06	0.0001	0	1	0.9335	0	0.0003	2.34E-05	0.0086	0.8145	1	0.99
Modal	20	0.03	0	0.0327	0	1	0.9663	0	0.0868	0	0.0002	0.9013	1	0.9902
Modal	21	0.025	4.50E-06	2.69E-05	0	1	0.9663	0	0.0001	1.29E-05	0.0048	0.9014	1	0.995
Modal	22	0.022	2.79E-06	1.83E-05	0	1	0.9663	0	0.0001	9.14E-06	0.0026	0.9015	1	0.9976
Modal	23	0.021	0	0.0169	0	1	0.9832	0	0.0473	0	0.0001	0.9488	1	0.9977
Modal	24	0.02	1.52E-06	4.66E-06	0	1	0.9832	0	1.49E-05	4.48E-06	0.0014	0.9488	1	0.9991
Modal	25	0.018	7.14E-07	5.36E-06	0	1	0.9832	0	1.71E-05	2.27E-06	0.0009	0.9488	1	0.9999
Modal	26	0.017	0	0.0089	0	1	0.992	0	0.0266	0	0.0001	0.9755	1	1
Modal	27	0.014	0	0.0046	0	1	0.9966	0	0.014	0	2.62E-05	0.9895	1	1
Modal	28	0.012	0	0.0022	0	1	0.9989	0	0.007	0	1.32E-05	0.9965	1	1
Modal	29	0.011	0	0.0009	0	1	0.9998	0	0.0028	0	5.87E-06	0.9993	1	1
Modal	30	0.011	0	0.0002	0	1	1	0	0.0007	0	1.75E-06	1	1	1

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

En la tabla 14, se verifica los 30 primeros modos de vibración de la estructura con los periodos fundamentales de la misma; se concluye que para la dirección X-X se tiene un periodo igual a 1.08 segundos y para la dirección Y-Y se obtiene un periodo igual a 0.51 segundos.

4.1.5. Análisis sísmico estático lineal

Basado en la norma (E.030) la fuerza cortante en la base de una estructura se calcula con la siguiente formula.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Tomando en cuenta la siguiente verificación:

$$\frac{C}{T} \geq 0.11$$

Explicado lo anterior procedemos al cálculo de la cortante basal para cada una de las direcciones de análisis de la estructura en análisis.

Fuerza cortante en la base y distribución en altura dirección XX

De los parámetros sísmicos anteriormente hallados tenemos

$$Z=0.25 ; U=1 ; S=1.20 ; R=8$$

Se procede a calcular el factor de amplificación sísmica C:

$$TP=0.60 ; TL=2.00$$

Tomando en cuenta las siguientes verificaciones

$$si \ T < TP, entonces \ C = 2.50$$

$$si \ TP < T < TL, entonces \ C = 2.50 * \left(\frac{TP}{T} \right)$$

$$si \ T > TL, entonces \ C = 2.50 * \left(\frac{TP * TL}{T^2} \right)$$

Como datos nosotros tenemos que nuestro periodo en la dirección XX es igual a $T_x=1.08$, entonces C sería igual a:

$$C_x = 2.50 * \left(\frac{0.60}{1.08} \right) = 1.389$$

Ahora procedemos al cálculo del peso sísmico, en nuestro caso el cálculo de este parámetro en la siguiente:

$$P = 100\%CM + 25\%CV$$

Este dato lo podemos obtener a partir de nuestro modelo matemático realizado en etabs

Tabla 15 Reporte de peso de la estructura considerando una combinación
100%CM+25%CV

Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 10	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	127.9514	0	0	0	1134.6549	- 424.6118
TECHO 9	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	287.8588	0	0	0	2583.596	- 954.6681
TECHO 8	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	447.7661	0	0	0	4032.537	- 1484.724
TECHO 7	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	607.6735	0	0	0	5481.4781	- 2014.781
TECHO 6	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	767.5808	0	0	0	6930.4191	- 2544.837
TECHO 5	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	927.4882	0	0	0	8379.3602	- 3074.893
TECHO 4	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	1087.396	0	0	0	9828.3012	- -3604.95
TECHO 3	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	1247.303	0	0	0	11277.242	- 4135.006
TECHO 2	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	1407.21	0	0	0	12726.183	- 4665.062
TECHO 1	COMBO PESO SISMICO	ABAJO	1565.835	0	0	0	14197.482	- 5203.335

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

De la tabla 15 se puede extraer que nuestro peso sísmico es de:

$$P=1565.835 \text{ Ton}$$

Ya teniendo calculado todos los parámetros sísmicos, se procede al calculo de la cortante en la base.

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} * P \quad V_x = \frac{0.25 * 1 * 1.388 * 1.20}{8} * 1565.835$$

$$V_x = 81.553 \text{ Ton}$$

Ahora el siguiente paso es distribuir esta cortante de base en los centros de masas de cada nivel de nuestro edificio, esto se pude lograr con la siguiente formula:

$$F_i = \alpha_i * V \quad \alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j^k}$$

Los valores de K se

definen con las siguientes consideraciones

- Para T menor o igual a 0.50 segundos: K=1.00
- Para T mayor que 0.50 segundos: $K=(0.75+0.5*T) \leq 2.0$

Para nuestro caso el Tx=1.08 segundos, entonces lo que corresponde es aplicar la segunda condición de K, el valor de K seria:

$$K = (0.75+0.5*1.08) = 1.29$$

Ahora ya podemos aplicar la fórmula de distribución en altura de la cortante en la base, este cálculo se presenta en la tabla 16

Tabla 16 Cálculo de distribución en altura de la cortante en la base Vx

N° PISO	PESO SISMICO	ALTURA DE ENTREP ISO	ALTURA ACUMULADA	Wi*Hi^k	α	CARGA LATERAL
10	127.559 Ton	3.00 m	30.00 m	10261.185	0.171	13.948 Ton
9	159.515 Ton	3.00 m	27.00 m	11201.103	0.187	15.225 Ton
8	159.515 Ton	3.00 m	24.00 m	9622.186	0.160	13.079 Ton
7	159.515 Ton	3.00 m	21.00 m	8099.616	0.135	11.009 Ton
6	159.515 Ton	3.00 m	18.00 m	6639.002	0.111	9.024 Ton
5	159.515 Ton	3.00 m	15.00 m	5247.582	0.087	7.133 Ton
4	159.515 Ton	3.00 m	12.00 m	3935.005	0.066	5.349 Ton
3	159.515 Ton	3.00 m	9.00 m	2715.027	0.045	3.690 Ton
2	159.515 Ton	3.00 m	6.00 m	1609.225	0.027	2.187 Ton
1	162.157 Ton	3.00 m	3.00 m	668.993	0.011	0.909 Ton

Fuente: Elaboración propia

Estos valores calculados se ingresan al software Etabs incluyendo una excentricidad de 5% según la norma (E.030, 2018).

Fuerza cortante en la base y distribución en altura dirección YY

De los parámetros sísmicos anteriormente hallados tenemos

$$Z=0.25 ; U=1 ; S=1.20 ; R=6$$

Se procede a calcular el factor de amplificación sísmica C:

$$TP=0.60 ; TL=2.00$$

Tomando en cuenta las siguientes verificaciones

$$si\ T < TP, entonces\ C = 2.50$$

$$si\ TP < T < TL, entonces\ C = 2.50 * \left(\frac{TP}{T}\right)$$

$$si\ T > TL, entonces\ C = 2.50 * \left(\frac{TP * TL}{T^2}\right)$$

Como dato nosotros tenemos que nuestro periodo en la dirección YY es igual a $T_y=0.51$ segundos, entonces C sería igual a:

$$C_y = 2.50$$

Ahora procedemos al cálculo del peso sísmico, en nuestro caso el cálculo de este parámetro en la siguiente:

$$P = 100\%CM + 25\%CV$$

Este dato lo podemos obtener a partir de la tabla 15 anteriormente presentada

$$P = 1565.835\ Ton$$

Ya teniendo calculado todos los parámetros sísmicos, se procede al cálculo de la cortante en la base.

$$V_y = \frac{ZUCS}{R} * P \qquad V_y = \frac{0.25 * 1 * 2.50 * 1.20}{6} * 1565.835$$

$$V_y = 195.729\ Ton$$

Ahora el siguiente paso es distribuir esta cortante de base en los centros de masas de cada nivel de nuestro edificio, esto se pudo lograr con la siguiente formula:

$$F_i = \alpha_i * V \quad \alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j^k}$$

Los valores de K se definen con las siguientes consideraciones

- Para T menor o igual a 0.50 segundos: K=1.00
- Para T mayor que 0.50 segundos: $K=(0.75+0.5*T) \leq 2.0$

Para nuestro caso el $T_y=0.51$ segundos, entonces lo que corresponde es aplicar la segunda condición de K, el valor de K seria:

$$K = (0.75+0.5*0.51) = 1.005$$

Ahora ya podemos aplicar la fórmula de distribución en altura de la cortante en la base, este cálculo se presenta en la tabla 17.

Tabla 17 Cálculo de distribución en altura de la cortante en la base V_y

N° PISO	PESO SISMICO	ALTURA DE ENTREPISO	ALTURA ACUMULA DA	$W_i * H_i^k$	α	CARGA LATERAL
10	127.559 Ton	3.00 m	30.00 m	3892.405	0.151	29.593 Ton
9	159.515 Ton	3.00 m	27.00 m	4378.467	0.170	33.288 Ton
8	159.515 Ton	3.00 m	24.00 m	3889.677	0.151	29.572 Ton
7	159.515 Ton	3.00 m	21.00 m	3401.198	0.132	25.858 Ton
6	159.515 Ton	3.00 m	18.00 m	2913.065	0.113	22.147 Ton
5	159.515 Ton	3.00 m	15.00 m	2425.343	0.094	18.439 Ton
4	159.515 Ton	3.00 m	12.00 m	1938.111	0.075	14.735 Ton
3	159.515 Ton	3.00 m	9.00 m	1451.493	0.056	11.035 Ton
2	159.515 Ton	3.00 m	6.00 m	965.703	0.038	7.342 Ton
1	162.157 Ton	3.00 m	3.00 m	489.150	0.019	3.719 Ton

Fuente: Elaboración propia

Estos valores calculados se ingresan al software Etabs incluyendo una excentricidad de 5% según la norma E030.

Verificación de la regularidad estructural

I. Irregularidad en altura

a) Irregularidad de rigidez-Piso blando ($F_i=0.75$)

En base a la norma (E.030, 2018), la irregularidad se tiene si la rigidez de un piso es menor al 70% de la rigidez del piso inmediato superior, también en caso si la rigidez de un piso es menor al 80% del promedio de las rigideces de los 03 pisos inmediatos superiores. A continuación, se procede a hacer las verificaciones de dicha irregularidad en nuestra estructura.

Tabla 18 Verificación de irregularidad de piso blando en la dirección XX

Verificación de piso blando - Dirección XX							
Piso	Caso	Shear X tonf	Drift X m	Stiff X tonf/m	Rigidez tonf/m	70%K	Verificación $K_i < 70\%(K_{i+1})$
TECHO 10	SEXX	12.592	0.001	11868.048	11868.048	8307.634	Cumple
TECHO 9	SEXX	30.331	0.002	19534.596	7666.548	5366.584	Cumple
TECHO 8	SEXX	45.565	0.002	22480.963	2946.367	2062.457	Cumple
TECHO 7	SEXX	58.385	0.002	24103.138	1622.175	1135.523	Cumple
TECHO 6	SEXX	68.889	0.003	25224.199	1121.061	784.743	Cumple
TECHO 5	SEXX	77.187	0.003	26152.269	928.070	649.649	Cumple
TECHO 4	SEXX	83.406	0.003	27054.690	902.421	631.695	Cumple
TECHO 3	SEXX	87.694	0.003	28159.081	1104.391	773.074	Cumple
TECHO 2	SEXX	90.233	0.003	30426.664	2267.583	1587.308	Cumple
TECHO 1	SEXX	91.286	0.002	47473.030	17046.366		

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 18 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad de piso blando en la dirección XX, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

Tabla 19 Revisión de irregularidad de piso blando en la dirección YY

Verificación de piso blando - Dirección YY							
Piso	Caso	Shear Y tonf	Drift Y m	Stiff Y tonf/m	Rigidez tonf/m	70%K	Verificación $K_i < 70\%(K_i+1)$
TECHO 10	SEYY	20.111	0.002	12402.983	12402.983	8682.088	Cumple
TECHO 9	SEYY	49.286	0.002	29421.217	17018.234	11912.764	Cumple
TECHO 8	SEYY	75.173	0.002	43714.078	26695.844	18687.091	Cumple
TECHO 7	SEYY	97.779	0.002	56198.164	29502.320	20651.624	Cumple
TECHO 6	SEYY	117.111	0.002	68229.179	38726.859	27108.801	Cumple
TECHO 5	SEYY	133.176	0.002	81575.995	42849.136	29994.395	Cumple
TECHO 4	SEYY	145.986	0.001	99133.583	56284.447	39399.113	Cumple
TECHO 3	SEYY	155.552	0.001	127328.565	71044.118	49730.883	Cumple
TECHO 2	SEYY	161.890	0.001	187059.720	116015.602	81210.921	Cumple
TECHO 1	SEYY	165.076	0.000	429992.482	313976.880		

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 19 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad de piso blando en la dirección YY, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

b) Irregularidad de resistencia -Piso débil ($F_i=0.75$)

La norma E030 menciona, esta irregularidad existe cuando la resistencia de un piso a fuerzas cortantes es menor al 80% de la resistencia del piso inmediato superior. A continuación, se procede a hacer las verificaciones de dicha irregularidad en nuestra estructura.

Tabla 20 Verificación de irregularidad de piso débil en la dirección XX

Verificación de piso débil - Dirección XX							
Piso	Caso	Shear X	Drift X	Stiff X	Resistencia	80%R	Verificación
		tonf	m	tonf/m	tonf		$R_i < 80\%(R_i+1)$
TECHO 10	SEXX	12.592	0.001	11868.048	12.592	10.073	Cumple
TECHO 9	SEXX	30.331	0.002	19534.596	30.331	24.265	Cumple
TECHO 8	SEXX	45.565	0.002	22480.963	45.565	36.452	Cumple
TECHO 7	SEXX	58.385	0.002	24103.138	58.385	46.708	Cumple
TECHO 6	SEXX	68.889	0.003	25224.199	68.889	55.111	Cumple
TECHO 5	SEXX	77.187	0.003	26152.269	77.187	61.750	Cumple
TECHO 4	SEXX	83.406	0.003	27054.690	83.406	66.725	Cumple
TECHO 3	SEXX	87.694	0.003	28159.081	87.694	70.156	Cumple
TECHO 2	SEXX	90.233	0.003	30426.664	90.233	72.187	Cumple
TECHO 1	SEXX	91.286	0.002	47473.030	91.286		

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 20 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad de piso débil en la dirección XX, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

Tabla 21 Verificación de irregularidad de piso débil en la dirección YY

Verificación de piso débil - Dirección YY							
Piso	Caso	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	Resistencia	80%R	Verificación
		tonf	m	tonf/m	tonf		$R_i < 80\%(R_i+1)$
TECHO 10	SEYY	20.111	0.002	12402.983	20.111	16.089	Cumple
TECHO 9	SEYY	49.286	0.002	29421.217	49.286	39.429	Cumple
TECHO 8	SEYY	75.173	0.002	43714.078	75.173	60.138	Cumple
TECHO 7	SEYY	97.779	0.002	56198.164	97.779	78.223	Cumple
TECHO 6	SEYY	117.111	0.002	68229.179	117.111	93.688	Cumple
TECHO 5	SEYY	133.176	0.002	81575.995	133.176	106.541	Cumple
TECHO 4	SEYY	145.986	0.001	99133.583	145.986	116.789	Cumple
TECHO 3	SEYY	155.552	0.001	127328.565	155.552	124.441	Cumple
TECHO 2	SEYY	161.890	0.001	187059.720	161.890	129.512	Cumple
TECHO 1	SEYY	165.076	0.000	429992.482	165.076		

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 21 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad de piso débil en la dirección YY, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

c) Irregularidad de masa o peso ($F_i=0.90$)

La norma E030 menciona, esta irregularidad existe cuando el peso de un piso es mayor a 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Esta irregularidad no aplica sótanos ni azoteas.

Tabla 22 Verificación de irregularidad de masa o peso

Verificación de Irregularidad de masa o peso					
Piso	Caso	P tonf	Peso por piso tonf	1.5*(P_i+1)	Verificación $P_i < 1.5*(P_i+1)$
TECHO 10	COMBO PESO SISMICO	127.9514	127.951	191.927	Cumple
TECHO 9	COMBO PESO SISMICO	287.8588	159.907	239.961	Cumple
TECHO 8	COMBO PESO SISMICO	447.7661	159.907	239.961	Cumple
TECHO 7	COMBO PESO SISMICO	607.6735	159.907	239.961	Cumple
TECHO 6	COMBO PESO SISMICO	767.5808	159.907	239.961	Cumple
TECHO 5	COMBO PESO SISMICO	927.4882	159.907	239.961	Cumple
TECHO 4	COMBO PESO SISMICO	1087.396	159.907	239.961	Cumple
TECHO 3	COMBO PESO SISMICO	1247.303	159.907	239.961	Cumple
TECHO 2	COMBO PESO SISMICO	1407.21	159.907	239.961	Cumple
TECHO 1	COMBO PESO SISMICO	1565.835	158.625		

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 22 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad de masa o peso, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

d) Irregularidad geométrica vertical ($F_i=0.90$)

La norma E030 menciona, esta irregularidad existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, las dimensiones en planta

resistente a cargas laterales en mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente.

En el caso de la estructura objeto de estudio de la presente tesis, según a la estructuración se puede verificar que esta irregularidad no existe en nuestra estructura, ya que todas las estructuras resistentes a cargas laterales son continuas desde el primer piso al último sin variar el área efectiva de estas. Explicado lo anterior el factor para esta irregularidad será de 1.

e) Irregularidad Discontinuidad en los sistemas Resistentes ($F_i=0.80$)

Según norma E030, esta irregularidad se da cuando cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante en la base sufre un desalineamiento vertical mayor al 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

En la estructura objeto de estudio de la presente tesis se puede verificar que dicha irregularidad no existe, ya que todos los elementos resistentes a cargas laterales no sufren ningún desalineamiento en toda la altura del edificio. Explicado lo anterior el factor para esta irregularidad será de 1.

II. Irregularidad en planta

a) Irregularidad torsional ($F_i=0.75$)

La norma E030 menciona que, esta irregularidad existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la máxima deriva de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces la deriva promedio del mismo entrepiso. Esta verificación solo se aplica en edificios con

diafragmas rígidos y solo si la máxima deriva de entrepiso del edificio supera el 50% de la deriva admisible indicado en la tabla N° 11 de la norma E030.

Conceptualizando lo que dice la norma podemos realizar la siguiente fórmula para hacer dicha verificación:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{pro}} < 1.3$$

Se procede a hacer la verificación en nuestro edificio.

Tabla 23 Verificación de irregularidad Torsional dirección XX

Verificación de irregularidad Torsional dirección XX									
Piso	Caso	Item	Δ_{max}	$\Delta_{prom.}$	Ratio $\Delta_{max}/\Delta_{prom.}$	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	Verificación Ratio < 1.3
TECHO 10	DERIVAXX	Diaph D10 X	0.00241	0.001857	1.298	3.3	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAXX	Diaph D9 X	0.00337	0.002717	1.24	3.3	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAXX	Diaph D8 X	0.004302	0.003547	1.213	3.3	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAXX	Diaph D7 X	0.005093	0.004239	1.201	3.3	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAXX	Diaph D6 X	0.005707	0.004779	1.194	3.3	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAXX	Diaph D5 X	0.006127	0.005165	1.186	3.3	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAXX	Diaph D4 X	0.006357	0.005395	1.175	3.3	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAXX	Diaph D3 X	0.006297	0.00545	1.155	3.3	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAXX	Diaph D2 X	0.005854	0.00519	1.128	3.3	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAXX	Diaph D1 X	0.003699	0.003365	1.099	3.3	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 23 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad torsional ya que ninguno de las ratios sobrepasa el 1.3, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

Tabla 24 Verificación de irregularidad Torsional dirección YY

Verificación de irregularidad Torsional dirección YY									
Piso	Caso	Item	Δ_{max}	$\Delta_{prom.}$	Ratio $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m	Verificación Ratio < 1.3
TECHO 10	DERIVAYY	Diaph D10 Y	0.00296	0.00284	1.042	6.6	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAYY	Diaph D9 Y	0.00307	0.00293	1.048	6.6	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAYY	Diaph D8 Y	0.00317	0.00301	1.053	6.6	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAYY	Diaph D7 Y	0.00323	0.00305	1.06	6.6	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAYY	Diaph D6 Y	0.0032	0.003	1.066	6.6	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAYY	Diaph D5 Y	0.00306	0.00286	1.072	6.6	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAYY	Diaph D4 Y	0.00278	0.00258	1.079	6.6	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAYY	Diaph D3 Y	0.00232	0.00214	1.086	6.6	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAYY	Diaph D2 Y	0.00166	0.00152	1.097	6.6	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAYY	Diaph D1 Y	0.00075	0.00067	1.113	6.6	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar en la tabla 24 que nuestra estructura cumple a la verificación por irregularidad torsional ya que ninguno de las ratios sobrepasa el 1.3, cumplido esto nuestro factor de irregularidad es igual a 1 para este caso.

b) Irregularidad esquinas entrantes ($F_i=0.90$)

La norma E030 menciona que, esta irregularidad existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis existe esquinas entrantes cuya dimensión es mayor al 20% de la dimensión de la dirección de análisis.

En la estructura objeto de estudio de la presente tesis se puede verificar que no existe ninguna esquina entrante. Explicado lo anterior el factor para esta irregularidad será de 1.

c) Irregularidad discontinuidad del diafragma ($F_i=0.85$)

La norma E030 menciona que, esta irregularidad existe cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en su rigidez, incluyendo aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma.

En la estructura objeto de estudio de la presente tesis se puede verificar que existe aberturas en el diafragma (escalera) pero el porcentaje respecto al área bruta de esta es menor al 25%. Explicado lo anterior el factor para esta irregularidad será de 1.

d) Irregularidad Sistemas no paralelos ($F_i=0.90$)

La norma E030 menciona que, esta irregularidad existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a cargas laterales no son paralelos. Esto no se aplica cuando los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores a 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que el 10% de la fuerza cortante en el piso.

En la estructura objeto de estudio de la presente tesis se puede verificar que los ejes de los pórticos y muros son paralelos, dicho esto

nuestra estructura no tiene esta irregularidad. Explicado lo anterior el factor para esta irregularidad será de 1.

Verificación del coeficiente de reducción sísmica

Para poder realizar esta verificación es necesario calcular el porcentaje de cortante que disipan los pórticos y placas con respecto a la cortante de base total aplicado al edificio.

A continuación, los cálculos para la verificación de coeficiente de reducción sísmica

a) Análisis Dirección XX

A continuación, se presenta la tabla 25 con las fuerzas al que están solicitadas las placas.

Tabla 25 *Solicitaciones sísmicas de las placas del edificio en dirección XX*

Piso	Placa	Caso	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
TECHO 1	P1	SEXX	48.5936	8.8659	-3.3109	-1.8837	-7.6453	45.2026
TECHO 1	P2	SEXX	65.3301	7.7923	-3.7499	-1.0096	-8.5319	40.0239
TECHO 1	P3	SEXX	-66.299	-8.9117	-3.6662	-2.044	-7.9967	-43.4613
TECHO 1	P4	SEXX	-65.482	-7.7274	-3.75	-1.0069	-8.532	-38.6159

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Para la dirección XX las cortantes a las que están solicitadas las placas son las de la columna V3, sabiendo esto procedemos al cálculo.

La cortante total a la que están solicitadas las placas es:

$$V_{\text{Placas XX}} = 3.31 + 3.74 + 3.66 + 3.75 = 14.47 \text{ ton}$$

Según al cálculo de cortante basal anteriormente presentada la cortante en la base en la dirección XX es:

$$V_{\text{XX}} = 81.55 \text{ ton}$$

Al realizar la división del cortante disipado por las placas con respecto a la cortante en la base podemos hallar el porcentaje de esta:

$$\% V_{\text{Placas}} = V_{\text{Placas XX}} / V_{\text{XX}} = (14.47 / 81.55) * 100 = 17.75\%$$

Restamos y hallamos el porcentaje que disipan los pórticos:

$$\% V_{\text{Porticos}} = 100\% - \% V_{\text{Placas}} = 100\% - 17.75\% = 82.25\%$$

Al haber realizado el calculo podemos concluir que el sistema estructural predominante en la dirección XX es el sistema de pórticos ya que esta disipa un 82.25% del cortante total aplicada en la base del edificio.

En base al porcentaje de cortante disipado por los pórticos, el ítem 16.1 y 18.2 de la norma E030 se puede concluir que el coeficiente de reducción sísmica es:

$$R_{\text{XX}} = 8$$

b) Análisis Dirección YY

A continuación, se presenta la tabla 26 con las fuerzas al que están solicitadas las placas.

Tabla 26 Solicitaciones sísmicas de las placas del edificio en dirección YY

Piso	Placa	Caso	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
TECHO 1	P1	SEYY	33.944	39.8529	-0.2056	0.6015	-0.5006	306.8324
TECHO 1	P2	SEYY	-29.17	36.8098	0.2081	0.4617	0.4941	267.3156
TECHO 1	P3	SEYY	23.627	55.3662	-0.1986	2.7316	-0.4936	380.3197
TECHO 1	P4	SEYY	-19.71	50.6856	0.183	1.9699	0.4693	332.6288

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Para la dirección YY las cortantes a las que están solicitadas las placas son las de la columna V2, sabiendo esto procedemos al cálculo.

La cortante total a la que están solicitadas las placas es:

$$V_{\text{Placas yy}} = 39.85 + 36.08 + 55.36 + 50.68 = 182.71 \text{ Ton}$$

Según al cálculo de cortante basal anteriormente presentada la cortante en la base en la dirección YY es:

$$V_{YY} = 195.72 \text{ ton}$$

Al realizar la división del cortante disipado por las placas con respecto a la cortante en la base podemos hallar el porcentaje de esta:

$$\% V_{\text{Placas}} = V_{\text{Placas yy}} / V_{YY} = (182.71 / 195.72) * 100 = 92.35 \%$$

Restamos y hallamos el porcentaje que disipan los pórticos:

$$\% V_{\text{Porticos}} = 100\% - \% V_{\text{Placas}} = 100\% - 92.35 \% = 6.65 \%$$

Al haber realizado el cálculo podemos concluir que el sistema estructural predominante en la dirección YY es el sistema de muros estructurales ya que esta disipa un 92.35 % del cortante total aplicada en la base del edificio.

En base al porcentaje de cortante disipado por las placas, el ítem 16.1 y 18.2 de la norma E030 se puede concluir que el coeficiente de reducción sísmica es:

$$R_{YY} = 6$$

Verificación de derivas de entrepiso

Antes de realizar esta verificación se tiene que convertir los desplazamientos elásticos a inelásticos, la norma E030 en el ítem 31.1 nos estipula que para lograr esta conversión se debe de multiplicar a los desplazamientos elásticos por el 75% de R si la estructura es regular y si es irregular por el 85% de la misma. El caso nuestro es la primera condición, entonces procedemos a la verificación en base a la tabla 11 de la norma E030, A continuación, la verificación:

Tabla 27 Verificación de derivas en la dirección YY

Piso	Caso	Dirección	Deriva (Δ)	X	Y	Z	Verificación
				m	m	m	$\Delta < 0.007$
TECHO 10	DERIVAYY	Y	0.00296	7	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAYY	Y	0.00307	7	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAYY	Y	0.00317	7	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAYY	Y	0.00323	7	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAYY	Y	0.00320	7	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAYY	Y	0.00306	7	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAYY	Y	0.00278	7	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAYY	Y	0.00232	7	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAYY	Y	0.00166	7	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAYY	Y	0.00075	7	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Tabla 28 Verificación de derivas en la dirección XX

Piso	Caso	Dirección	Deriva (Δ)	X	Y	Z	Verificación
				m	m	m	$\Delta < 0.007$
TECHO 10	DERIVAXX	X	0.00242	3	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAXX	X	0.00338	3	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAXX	X	0.00432	3	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAXX	X	0.00511	3	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAXX	X	0.00572	3	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAXX	X	0.00615	3	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAXX	X	0.00636	3	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAXX	X	0.00632	3	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAXX	X	0.00587	3	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAXX	X	0.00371	3	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar que nuestra estructura cumple con las derivas de entrepiso admisibles estipuladas en la norma E030, una vez hecho esta última verificación ya podemos pasar al diseño estructural.

4.1.6. Diseño estructural

Método de diseño

Los elementos estructurales de concreto armado se diseñan con el método de rotura o como también lo llaman diseño por resistencia. Básicamente este método consta en proporcionar al elemento estructural una resistencia nominal

mayor o igual a la resistencia requería. Este método multiplica a la resistencia nominal por un factor ϕ (esto depende del tipo de esfuerzo al que está sometido el elemento) para poder así tener una resistencia nominal mayor a la requerida. A continuación, las ecuaciones generales del diseño por resistencia.

a) Flexión

$$\phi M_n \geq M_u$$

- $\phi = 0.90$

b) Cortante

$$\phi V_n \geq V_u$$

- $\phi = 0.85$

c) Carga axial compresión

$$\phi P_n \geq P_u$$

- $\phi = 0.75$ (Zunchos)
- $\phi = 0.70$ (Estribos)

Consideraciones para el diseño estructural

- Las secciones de los elementos estructurales permanecerán planas y sin efecto de deformaciones en su plano, al instante y después de ser afectada por los esfuerzos a las que va estar solicitada.
- Para el diseño por flexión se empleará el bloque equivalente de compresiones propuesto por Whitney la cual postula que los esfuerzos a compresión se asuman como un esfuerzo rectangular uniformemente distribuido de valor de $0.85 f'_c$, este esfuerzo esta aplicado desde eje neutro hacia la fibra más alejada a compresión (c) y la resultante de de este esfuerzo esta aplicada a

una distancia ($a = \beta_1 * c$), donde β_1 es una constante que depende la resistencia a compresión del concreto.

- La deformación última a compresión del concreto es $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- Para todos los diseños se procura hacer que la falla sea dúctil.
- Se verifican los diseños que cumplan con la cuantía mínima y máxima según la E060.
- Los diseños se verifican también que cumplan las consideraciones que nos brinda el capítulo 21 de la norma E060.

Combinaciones de diseño

La norma E060 nos propone las siguientes combinaciones para el diseño estructural.

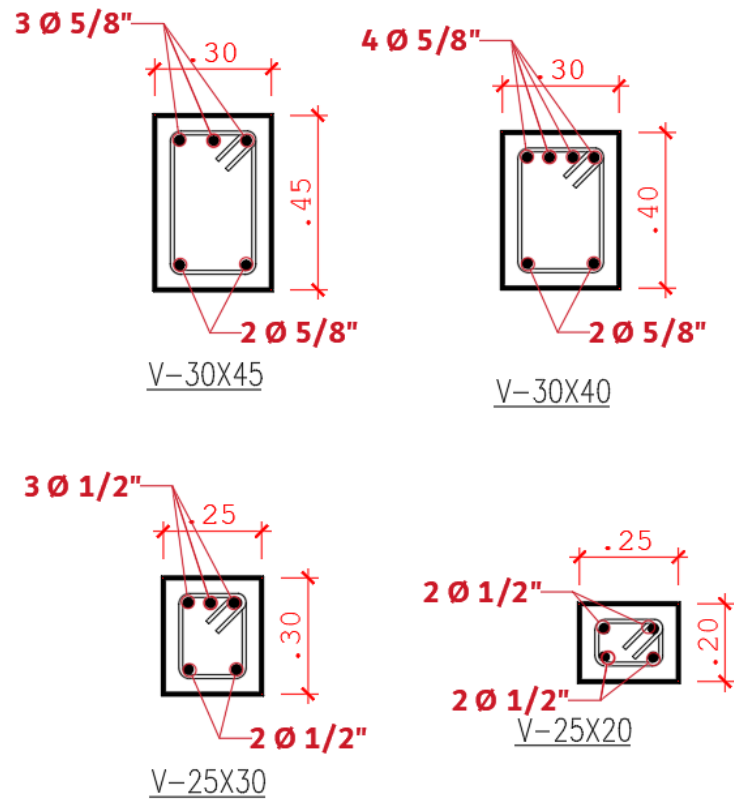
- COMBINACION N°1: $1.4CM + 1.7CV$
- COMBINACION N°2: $1.25 (CM + CV) +-SISXX$
- COMBINACION N°3: $1.25 (CM + CV) +-SISYY$
- COMBINACION N°4: $0.90 CM +-SISXX$
- COMBINACION N°5: $0.90 CM +-SISYY$

Diseño de vigas

El diseño de estos elementos estructurales se realizó por el diseño a flexión, se calculó el momento ultimo con la envolvente de las combinaciones del ítem 4.1.6.3.

A continuación, el resultado del diseño de vigas.

Figura 39 Aceros en vigas resultado de diseño.



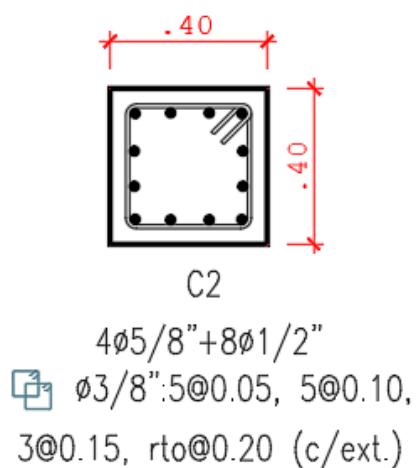
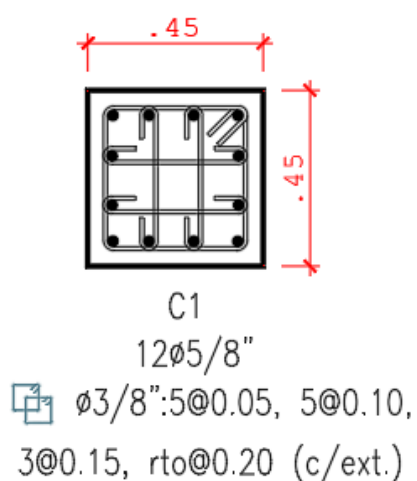
Fuente: Software Etabs

Diseño de Columnas

El diseño de estos elementos estructurales se realizó por el diseño a flexo compresión y corte, se calculó las solicitaciones a la que están impuestos estos elementos con las combinaciones del ítem 4.1.6.3.

A continuación, el resultado del diseño de columnas.

Figura 40 Aceros en columnas resultado de diseño.



Fuente: Software Etabs

Diseño de Placas

El diseño de estos elementos estructurales se realizó por el diseño a flexo compresión y corte, se calculó las solicitaciones a la que están impuestos estos elementos con las combinaciones del ítem 4.1.6.3.

A continuación, el resultado del diseño de Placas.

Figura 41 Aceros en placas resultado de diseño.



Fuente: Software Etabs

4.1.7. Análisis sísmico estático no lineal

Pasos preliminares

Antes de realizar todos los modelos no lineales de los elementos estructurales de nuestro edificio, debemos de ingresar los aceros calculados en el anterior ítem a nuestro modelo matemático realizado en Etabs, ya que las rotulas plásticas que vamos a definir mas adelante van a tomar las propiedades mecánicas de estas (acero y concreto).

Rotulas plásticas

A. Definición de rotulas plásticas en vigas

Las vigas son elementos que trabajan a flexión, entonces partir de este esfuerzo y la rotación del elemento se van a formar las rotulas plásticas. Cabe mencionar que las rotulas plásticas que crearemos los asignaremos en la cara exterior del elemento de apoyo (columna) de la viga, ya que en este punto se generan las mayores solicitaciones a la que va estar sometido la viga. Explicado lo anterior pasamos a asignar las rotulas plásticas.

Figura 42 Definición de rotula plástica en viga de 30x45

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.048851
D-	-0.2	-0.02496
C-	-1.1	-0.024713
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

☐ Symmetric

Additional Backbone Curve Points

☐ BC - Between Points B and C

☐ CD - Between Points C and D

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Moment SF

Positive 8.1455

Negative 9.1918

tonf-m

Rotation SF

Positive 1

Negative 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive 0.01

Negative -0.009713

0.025

-0.024713

0.05

-0.048851

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 43 Definición de rotula plástica en viga de 30x40

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.042713
D-	-0.2	-0.02341
C-	-1.1	-0.023178
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

☐ Symmetric

Additional Backbone Curve Points

☐ BC - Between Points B and C

☐ CD - Between Points C and D

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Moment SF

Positive 5.4225

Negative 10.3233

tonf-m

Rotation SF

Positive 1

Negative 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive 0.01

Negative -0.008178

0.025

-0.023178

0.05

-0.042713

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 44 Definición de rotula plástica en viga de 25x30

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.046047
D-	-0.2	-0.024252
C-	-1.1	-0.024012
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

☐ Symmetric

Additional Backbone Curve Points

☐ BC - Between Points B and C

☐ CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Positive

Moment SF: 2.4328

Rotation SF: 1

Negative

Moment SF: 3.5536

Rotation SF: 1

tonf-m

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive

0.01

0.025

0.05

Negative

-0.009012

-0.024012

-0.046047

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length:

☒ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 45 Definición de rotula plástica en viga de 25x20

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

☒ Symmetric

Additional Backbone Curve Points

☐ BC - Between Points B and C

☐ CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Positive

Moment SF: 1.686

Rotation SF: 1

Negative

Moment SF:

Rotation SF:

tonf-m

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive

0.01

0.025

0.05

Negative

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length:

☒ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

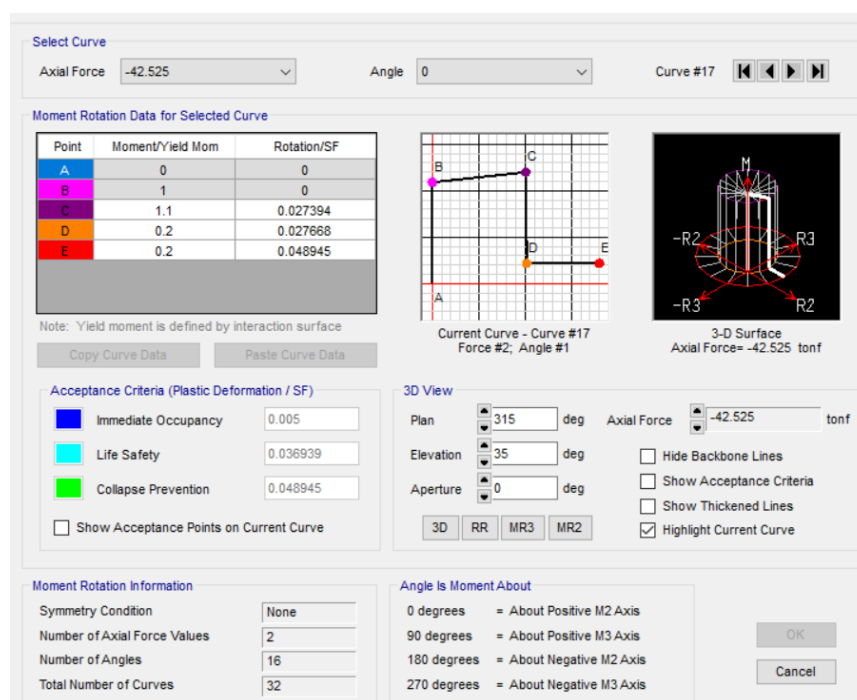
OK Cancel

Fuente: Software Etabs

B. Definición de rotulas plásticas en columnas

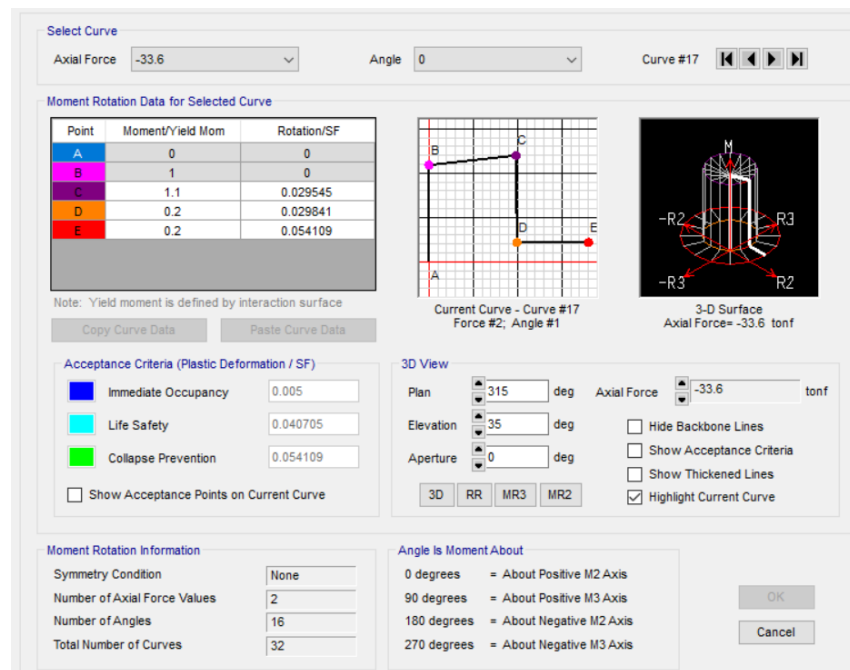
Las columnas son elementos que trabajan a flexión compresión, entonces partir de estos esfuerzos y la rotación del elemento se van a formar las rotulas plásticas. Cabe mencionar que las rotulas plásticas que crearemos los asignaremos en la cara exterior del elemento al que sirve de apoyo (viga), ya que en este punto se generan las mayores solicitaciones a la que va estar sometido la columna. Explicado lo anterior pasamos a asignar las rotulas plásticas.

Figura 46 Definición de rotula plástica en Columna de 45x45



Fuente: Software Etabs

Figura 47 Definición de rotula plástica en Columna de 40x40



Fuente: Software Etabs

C. Definición de rotulas plásticas en placas

Las placas o muros de corte son elementos que trabajan a flexión compresión y corte, entonces partir de estos esfuerzos y la rotación del elemento se van a formar las rotulas plásticas. Cabe mencionar que para poder realizar la rótula plástica nos ayudaremos del modelo tipo fibra. Explicado lo anterior pasamos a asignar las rotulas plásticas.

Figura 48 Asignación del refuerzo de la placa

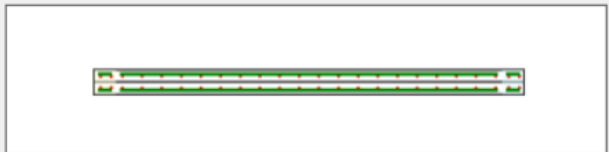
Rebar Material

Material Flexure: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

Material Shear: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

Bar Clear Cover: 0.04 m

Layout



Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
0	0	0	4.38	4.38	0.25	0.225	0.225

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	5/8"		2
Center	3/8"	0.2	20
End	5/8"		2

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m2)
*		

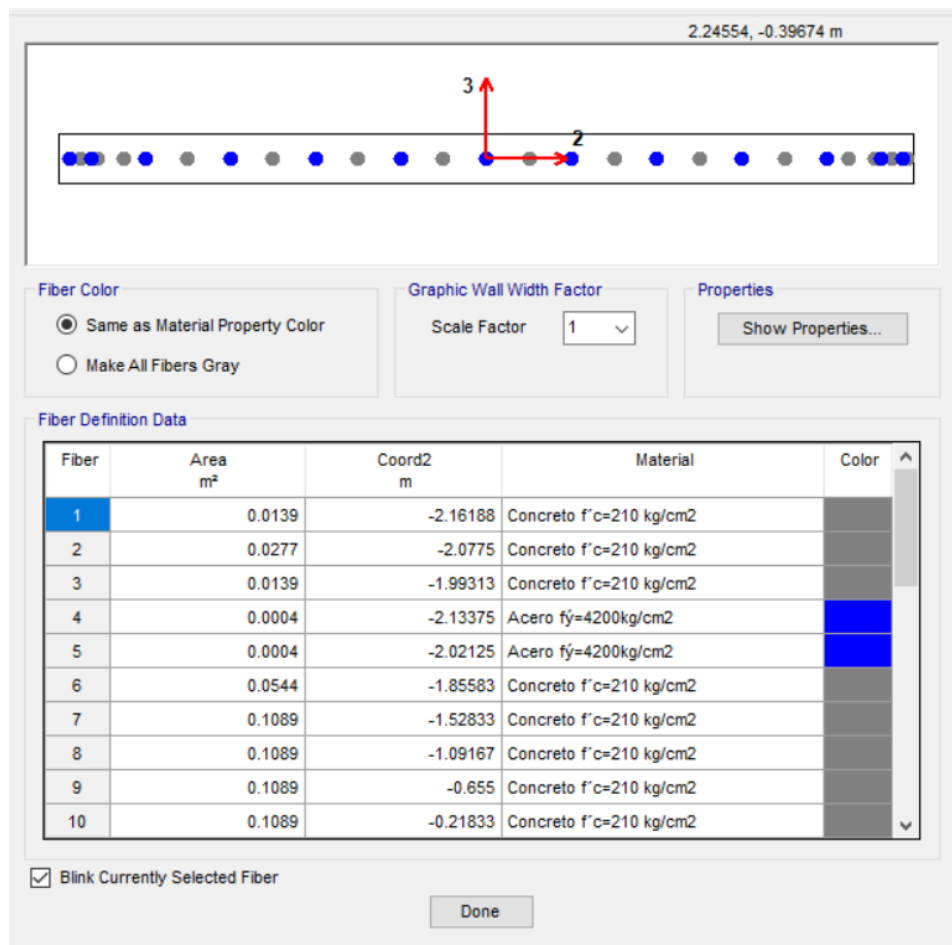
Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	3/8"	0.15	Yes
Center	3/8"	0.25	No
End	3/8"	0.15	Yes

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Figura 49 Definición de rotula plástica tipo fibra en la placa



Fuente: Software Etabs

Carga gravitacional no lineal

Esta carga es la que estará actuando justo al momento en que aplicaremos nuestras cargas laterales incrementales, la definición de esta carga se explica en la siguiente figura.

Figura 50 Definición de carga gravitación no lineal

General

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: 100%CM+25%CV

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

Fuente: Software Etabs

Patrón de cargas laterales

Esta carga ya la calculamos en el análisis elástico, en ítem 4.1.5.1. en las tablas 16 y 17, ya calculado pasamos a la definición en nuestro modelo matemático.

Figura 51 Definición de carga lateral en el eje XX.

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
TECHO 10	D10	13.948	0	0
TECHO 9	D9	15.225	0	0
TECHO 8	D8	13.079	0	0
TECHO 7	D7	11.009	0	0
TECHO 6	D6	9.024	0	0
TECHO 5	D5	7.133	0	0
TECHO 4	D4	5.349	0	0
TECHO 3	D3	3.69	0	0
TECHO 2	D2	2.187	0	0
TECHO 1	D1	0.909	0	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Fuente: Software Etabs

Figura 52 Definición de carga lateral en el eje YY

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
TECHO 10	D10	0	29.593	0
TECHO 9	D9	0	33.288	0
TECHO 8	D8	0	29.572	0
TECHO 7	D7	0	25.858	0
TECHO 6	D6	0	22.147	0
TECHO 5	D5	0	18.439	0
TECHO 4	D4	0	14.735	0
TECHO 3	D3	0	11.035	0
TECHO 2	D2	0	7.342	0
TECHO 1	D1	0	3.719	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Fuente: Software Etabs

Demanda sísmica

Los espectros de demanda sísmica se construyen a partir de los parámetros sísmicos que nos brinda la norma E030, a partir de la siguiente formula:

$$Sa = ZUCS * g$$

Los parámetros sísmicos necesarios para poder aplicar esta fórmula ya fueron calculados anteriormente, son las siguientes:

- $Z = 0.25$
- $U=1$
- $C=$ En este caso este factor variará con respecto a la variación de periodos, se aplicará los siguientes parámetros para definir su valor. Teniendo en cuenta que $TP=0.6$ Y $TL=2.00$

si $T < TP$, entonces $C=2.50$

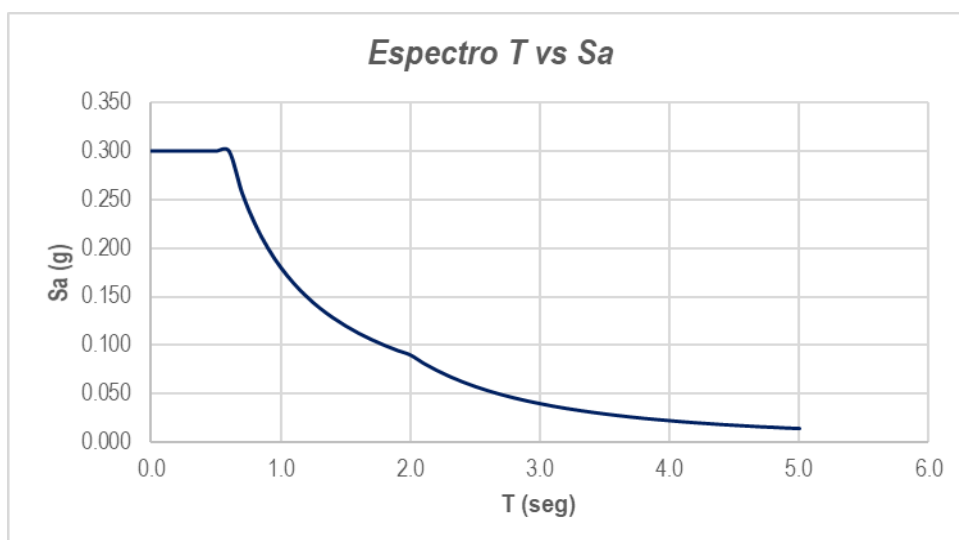
*si $TP < T < TL$, entonces $C = 2.50 * \left(\frac{TP}{T}\right)$*

*si $T > TL$, entonces $C = 2.50 * \left(\frac{TP * TL}{T^2}\right)$*

- $S=1.20$
- $G= 9.81$

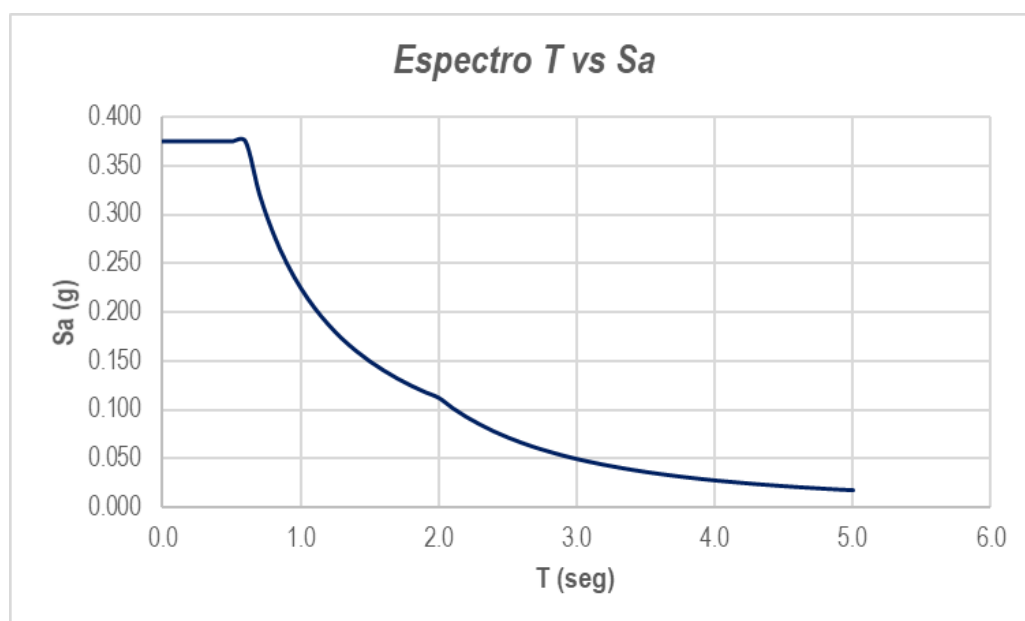
A continuación, los espectros para cada tipo de sismo tomando en cuenta la comisión visión 2000.

Figura 53 Espectro de diseño para un sismo frecuente $T=43$ años.



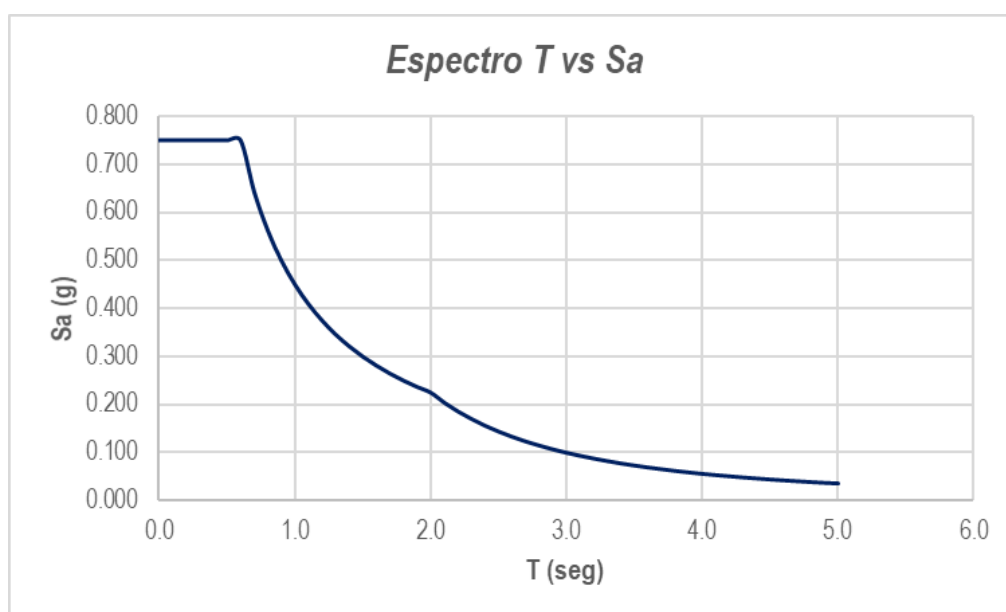
Fuente: Elaboración propia

Figura 54 Espectro de diseño para un sismo Ocasional $T=72$ años.



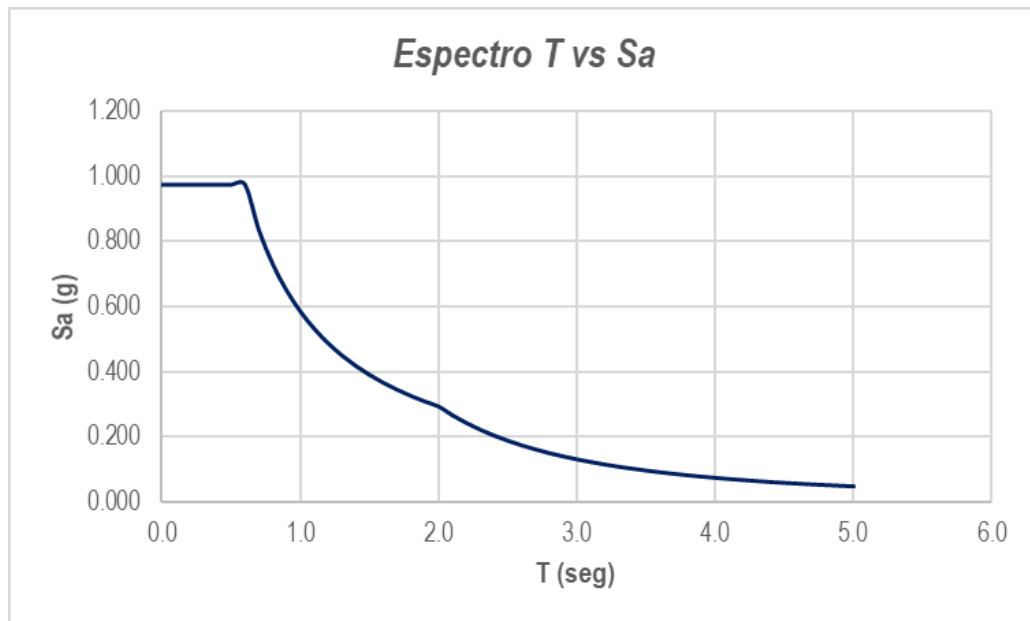
Fuente: Elaboración propia

Figura 55 Espectro de diseño para un sismo Raro $T=475$ años.



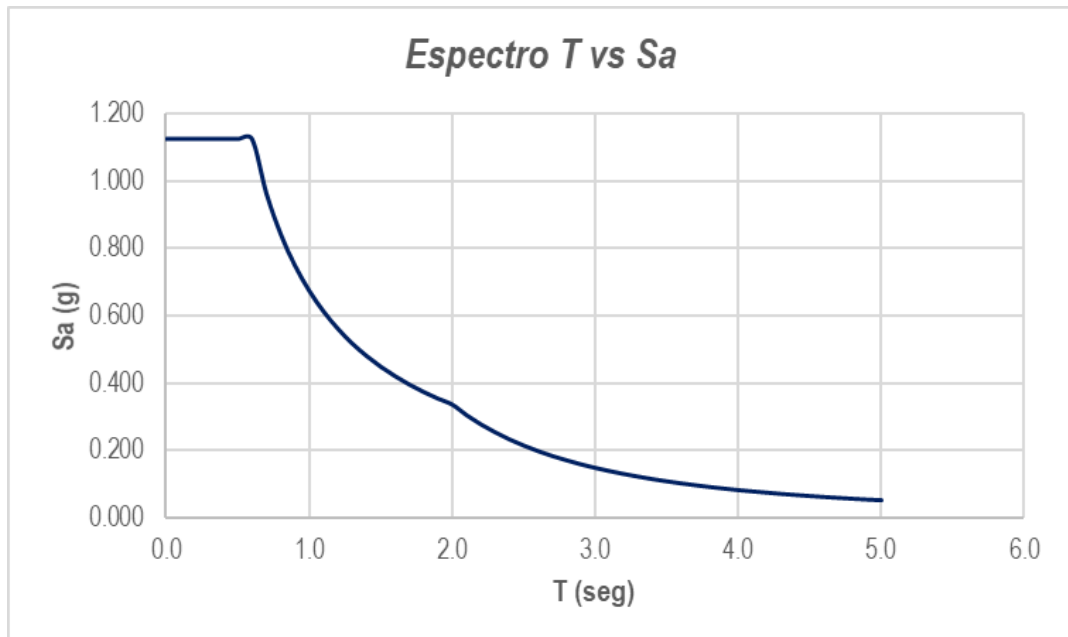
Fuente: Elaboración propia

Figura 56 Espectro de diseño para un sismo Muy Raro $T=950$ años.



Fuente: Elaboración propia

Figura 57 Espectro de diseño para un sismo Superior al Muy Raro $T=1300$ años.



Fuente: Elaboración propia

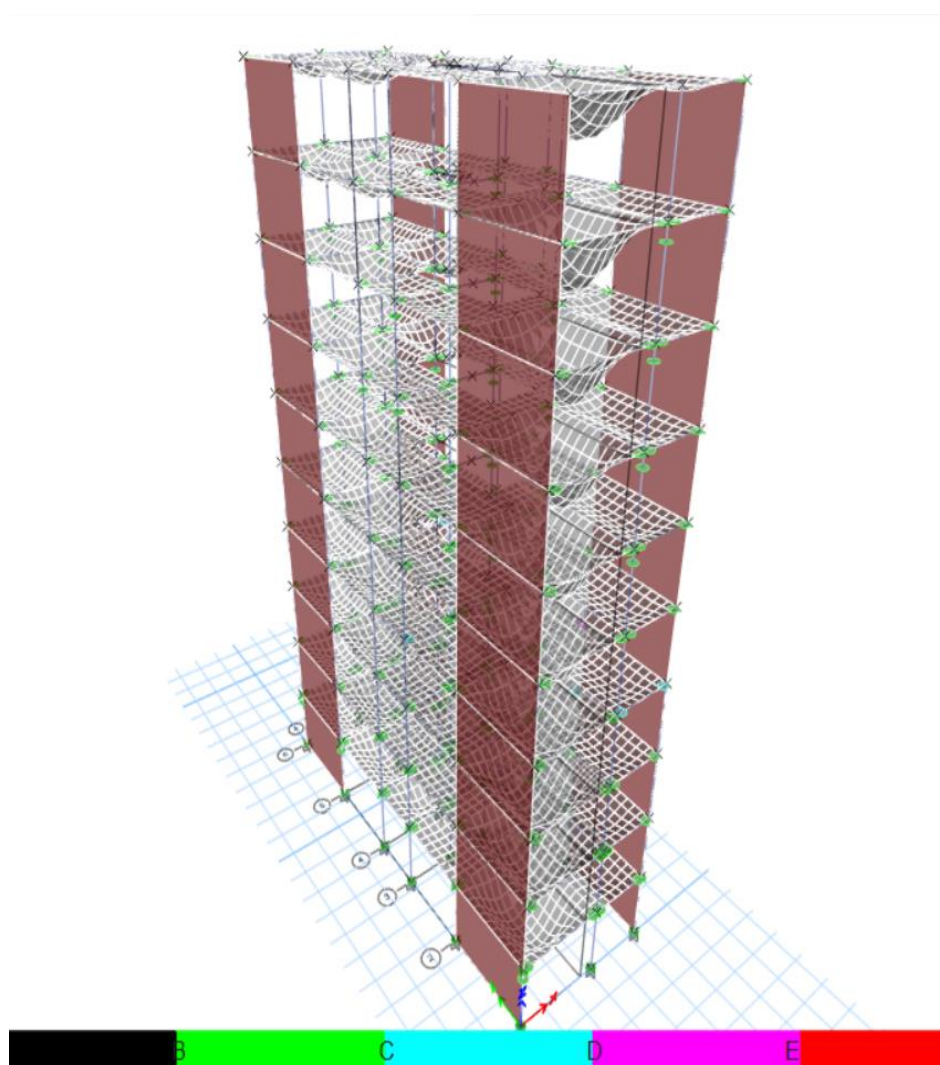
4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Desempeño de la estructura en la dirección XX

Generación de rotulas plásticas

En la siguiente figura se presenta la generación de rotulas plásticas al alcanzar una deformación en la dirección XX de 41.62 cm en el último nivel del edificio, después de aplicar el Pushover en esta dirección.

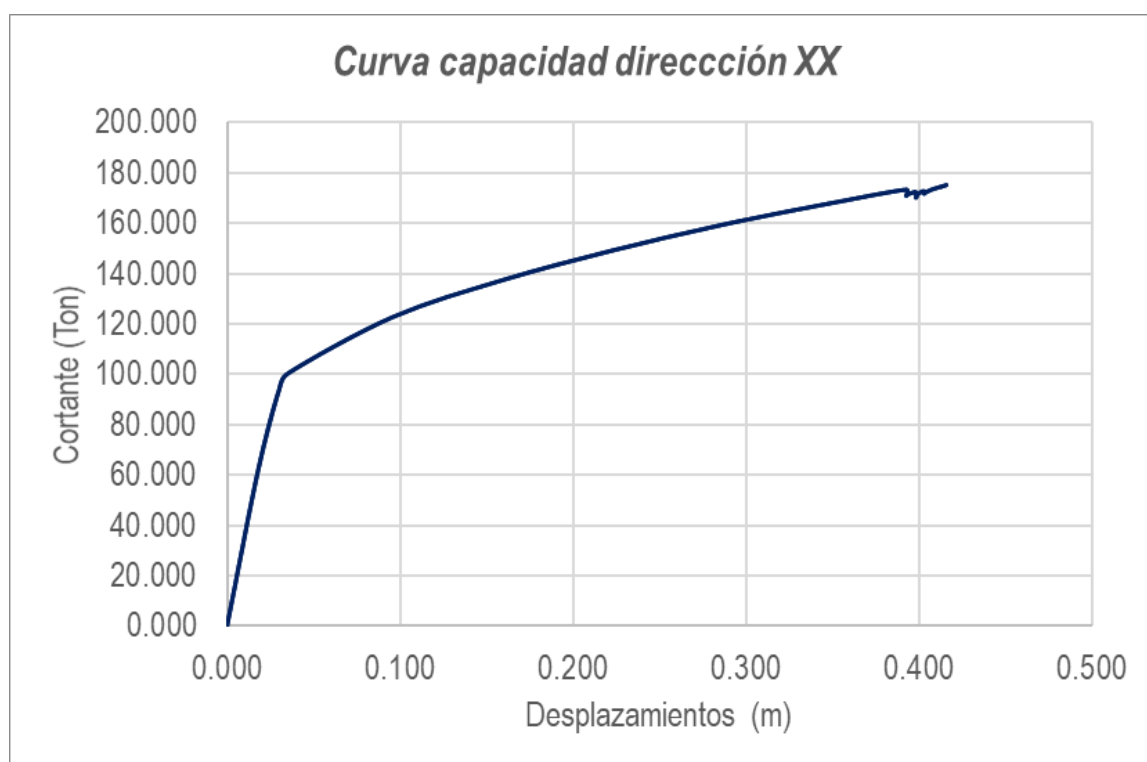
Figura 58 *Generación de rotulas plásticas al aplicar el Pushover en la dirección XX*



Fuente: Etabs

Curva de capacidad de la estructura – dirección XX

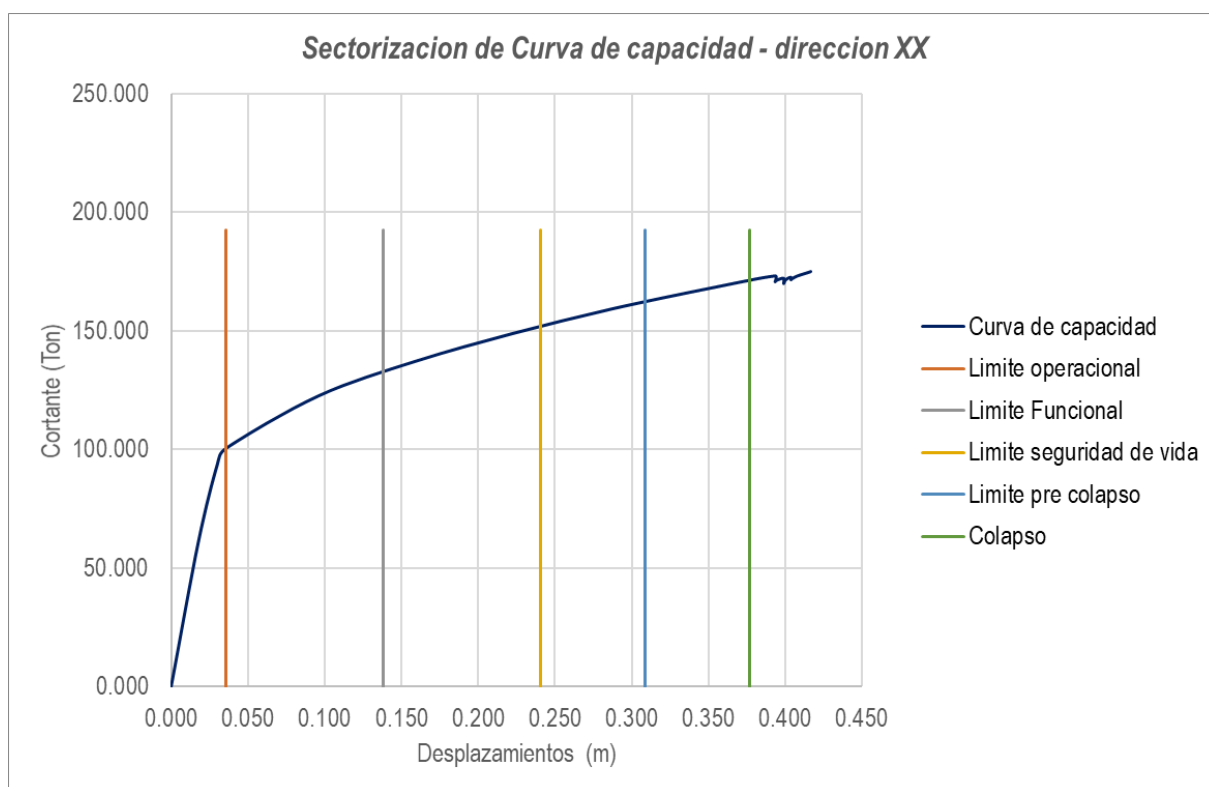
Figura 59 *Curva de capacidad – dirección XX*



Fuente: Elaboración propia a partir del reporte del software Etabs.

Sectorización de la Curva de capacidad de la estructura – dirección XX

Figura 60 Sectorización de Curva de capacidad – dirección XX

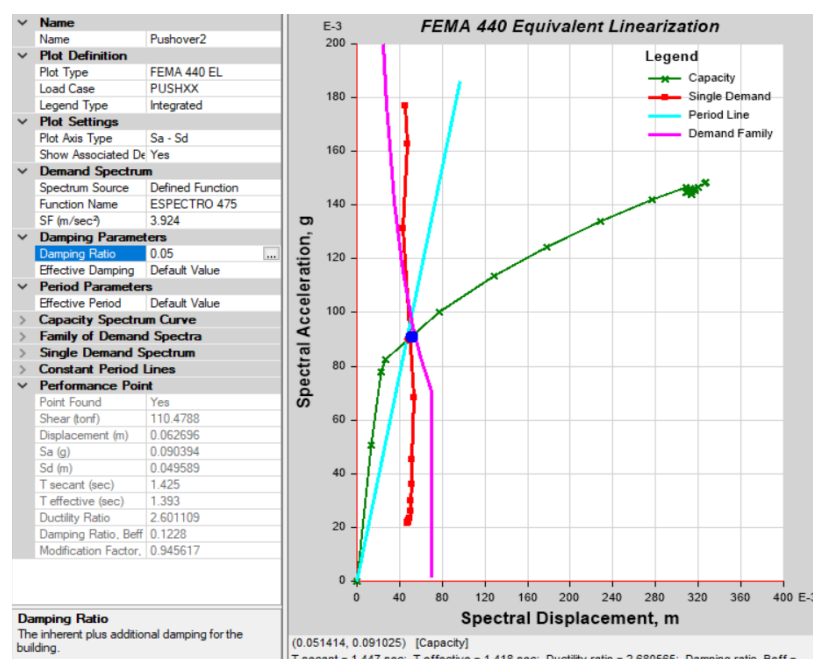


Fuente: Elaboración propia

Puntos de desempeño para las demandas sísmicas – dirección XX

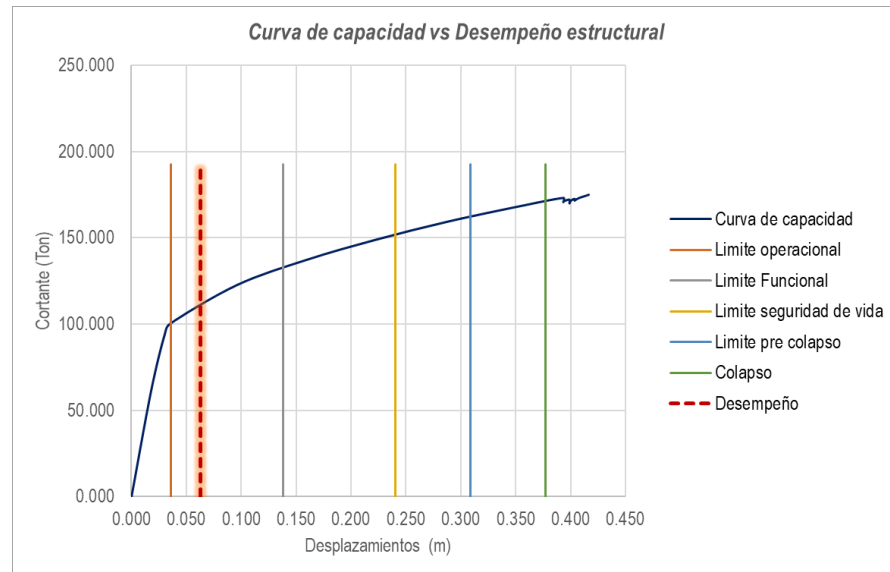
a) Punto de desempeño para sismo frecuente – Dirección XX

Figura 61 Punto de desempeño para sismo Frecuente – Dirección XX



Fuente: Software Etabs.

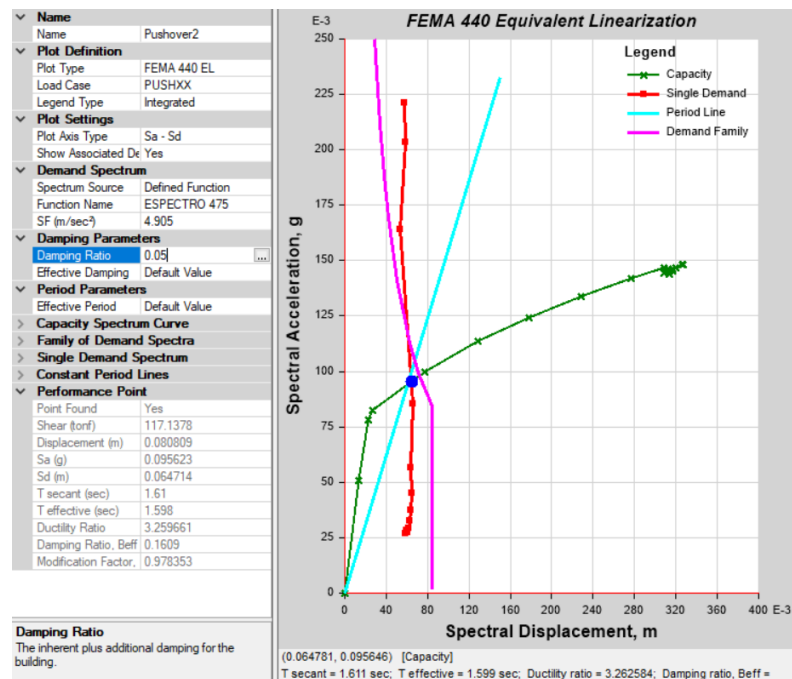
Figura 62 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo frecuente - sectorización de la curva.



Fuente: Elaboración propia.

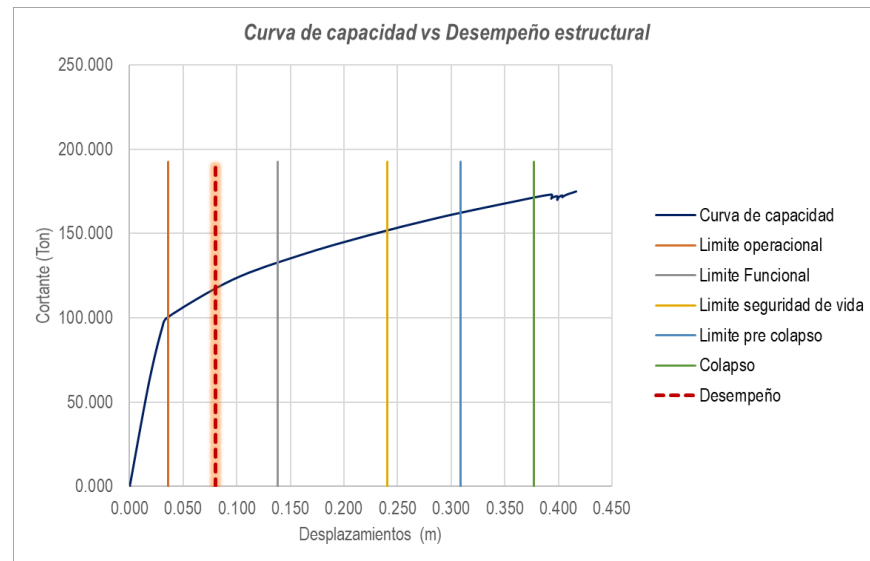
b) Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección XX

Figura 63 Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección XX



Fuente: Software Etabs.

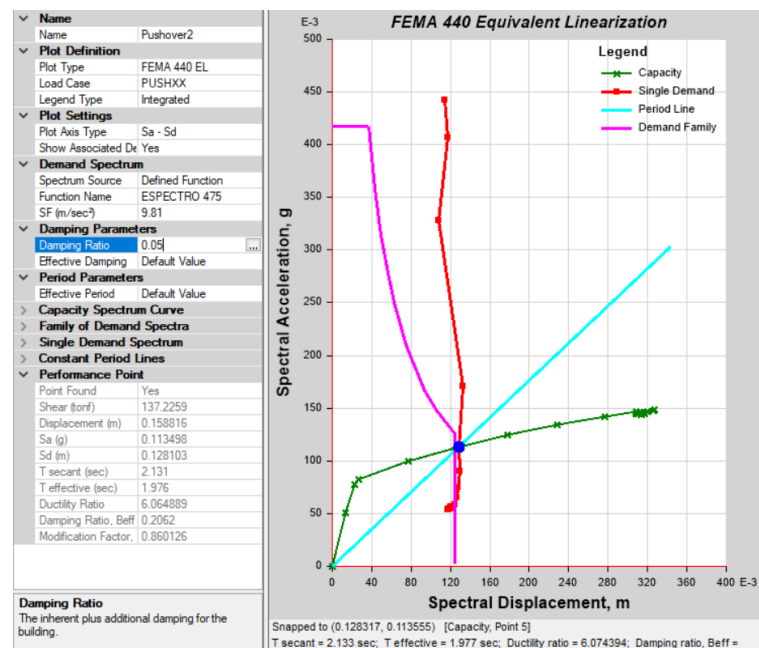
Figura 64 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Ocasional - sectorización de la curva.



Fuente: Elaboración propia.

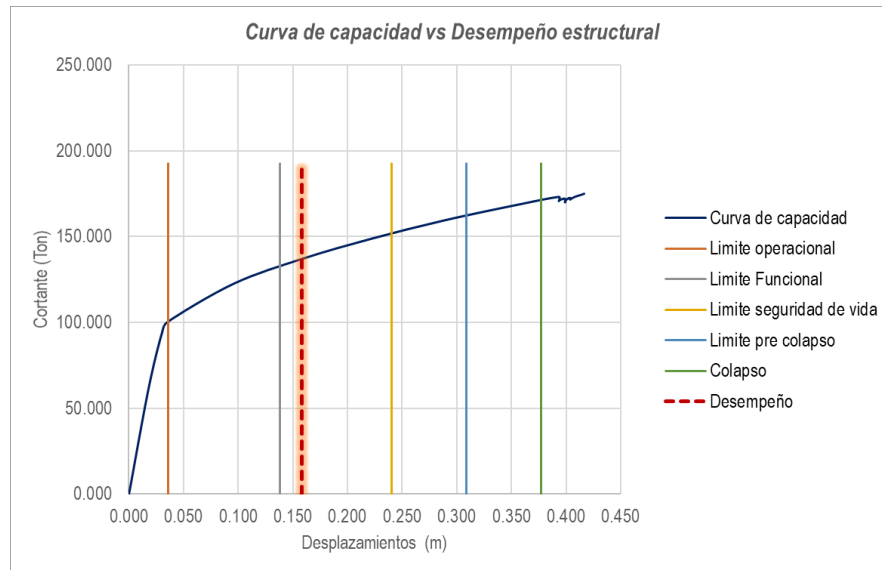
c) Punto de desempeño para sismo Raro – Dirección XX

Figura 65 Punto de desempeño para sismo Raro – Dirección XX



Fuente: Software Etabs.

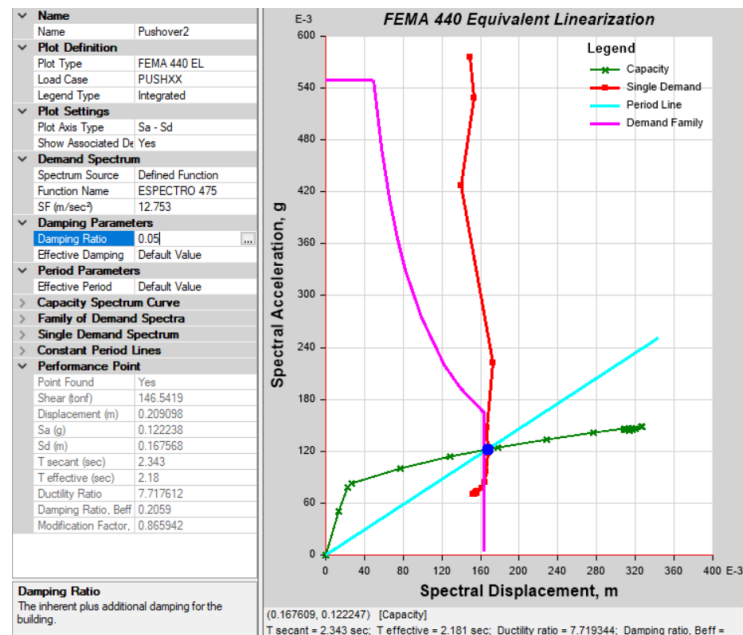
Figura 66 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Raro - sectorización de la curva.



Fuente: Elaboración propia.

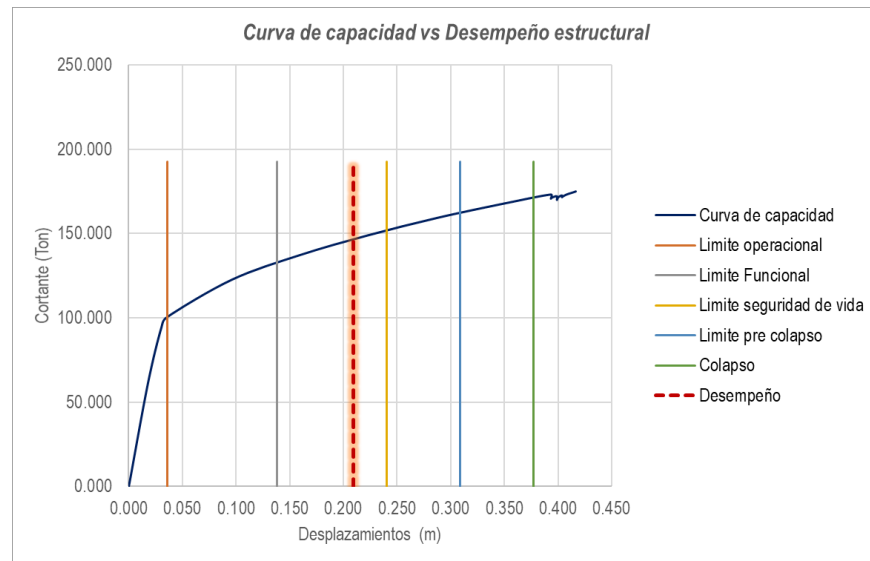
d) Punto de desempeño para sismo Muy Raro – Dirección XX

Figura 67 Punto de desempeño para sismo muy Raro – Dirección XX



Fuente: Software Etabs.

Figura 68 *Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo muy Raro - sectorización de la curva.*



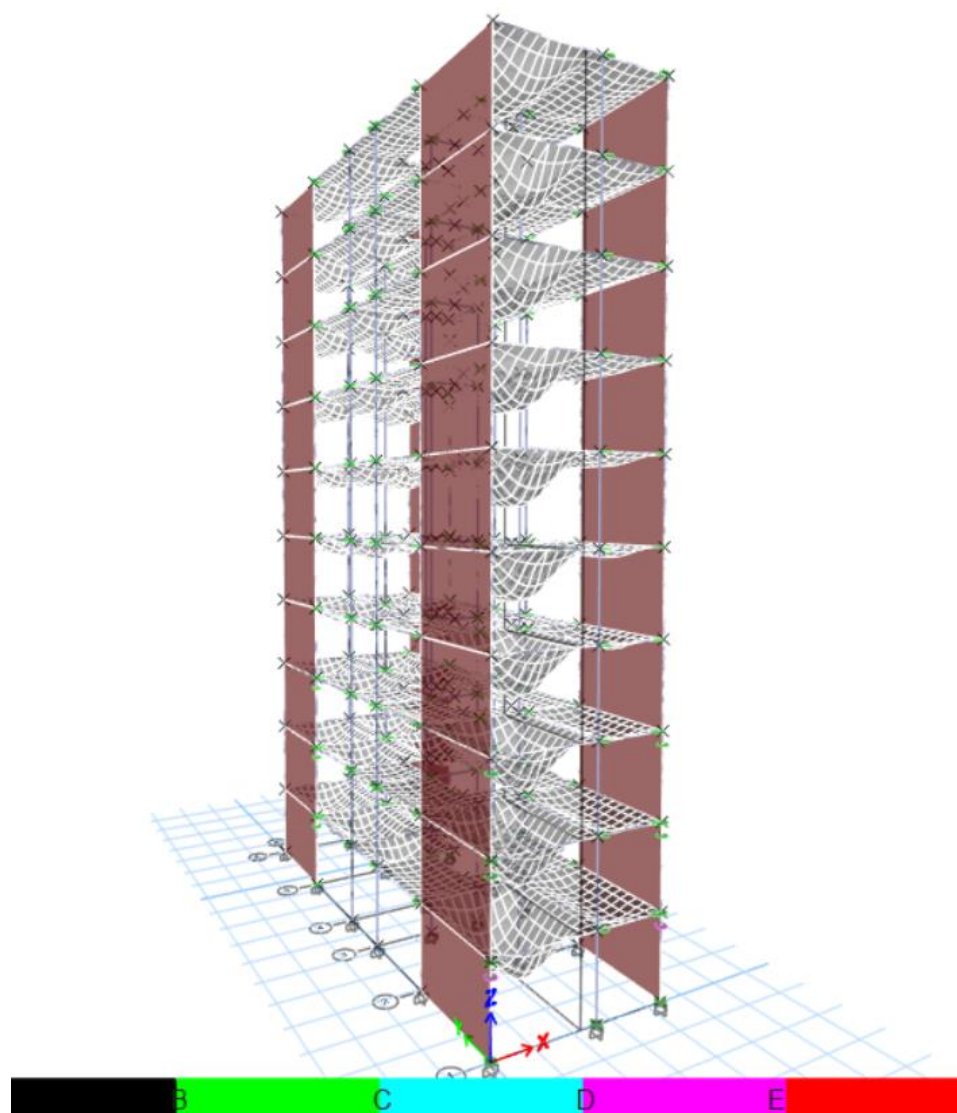
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Desempeño de la estructura en la dirección YY

Generación de rotulas plásticas

En la siguiente figura se presenta la generación de rotulas plásticas al alcanzar una deformación en la dirección YY de 7.94 cm en el último nivel del edificio, después de aplicar el Pushover en esta dirección.

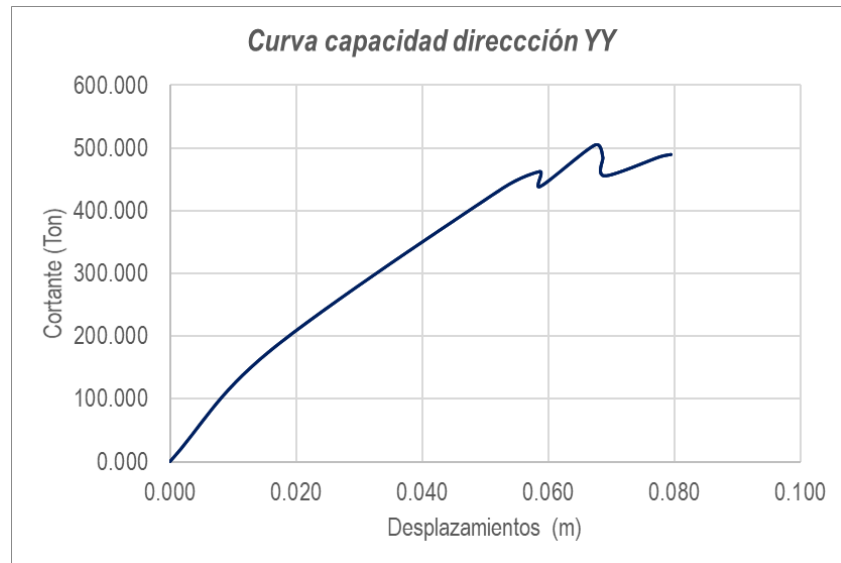
Figura 69 *Generación de rotulas plásticas al aplicar el Pushover en la dirección YY*



Fuente: Etabs

Curva de capacidad de la estructura – dirección YY

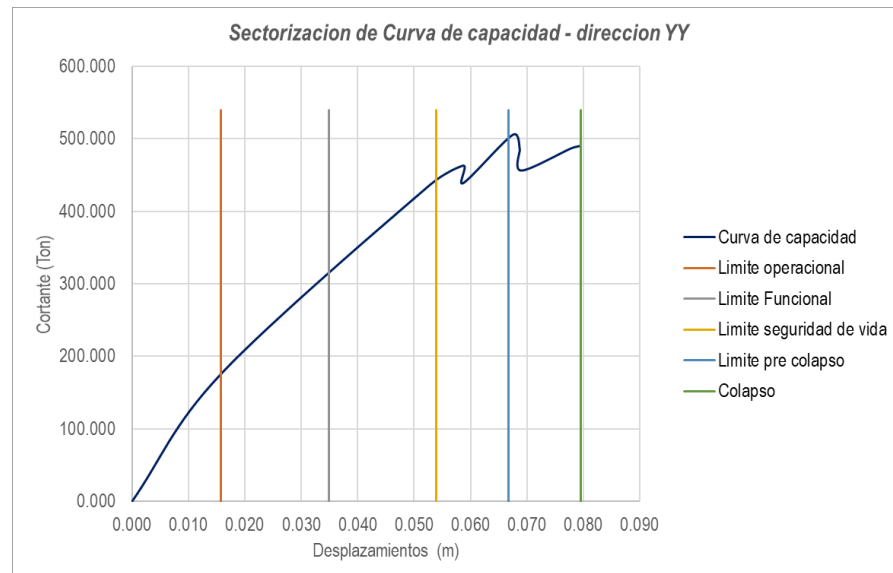
Figura 70 *Curva de capacidad – dirección YY*



Fuente: Elaboración propia a partir del reporte del software Etabs.

Sectorización de la Curva de capacidad de la estructura – dirección YY

Figura 71 *Sectorización de Curva de capacidad – dirección YY*

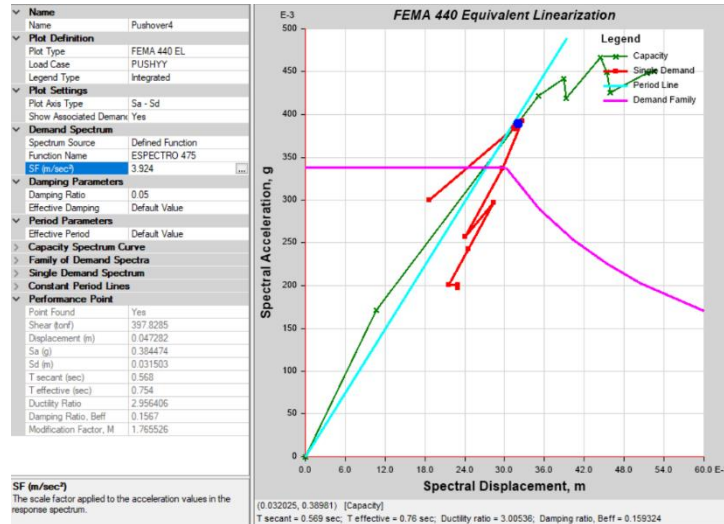


Fuente: Elaboración propia

Puntos de desempeño para las demandas sísmicas – dirección YY

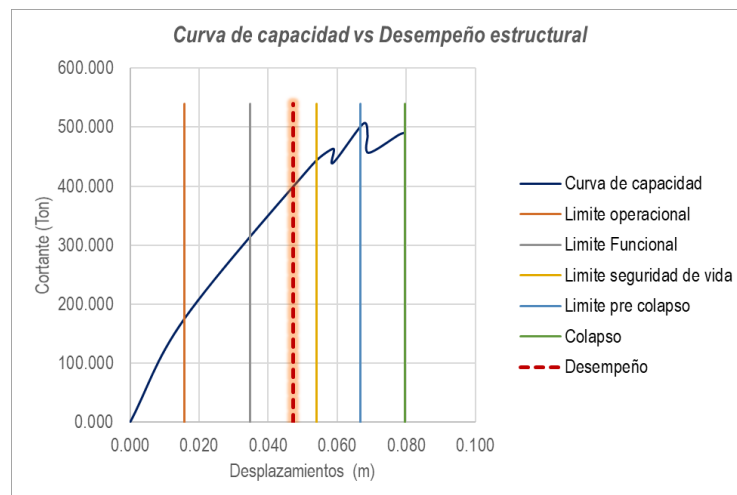
a) Punto de desempeño para sismo frecuente – Dirección YY

Figura 72 Punto de desempeño para sismo Frecuente – Dirección YY



Fuente: Software Etabs.

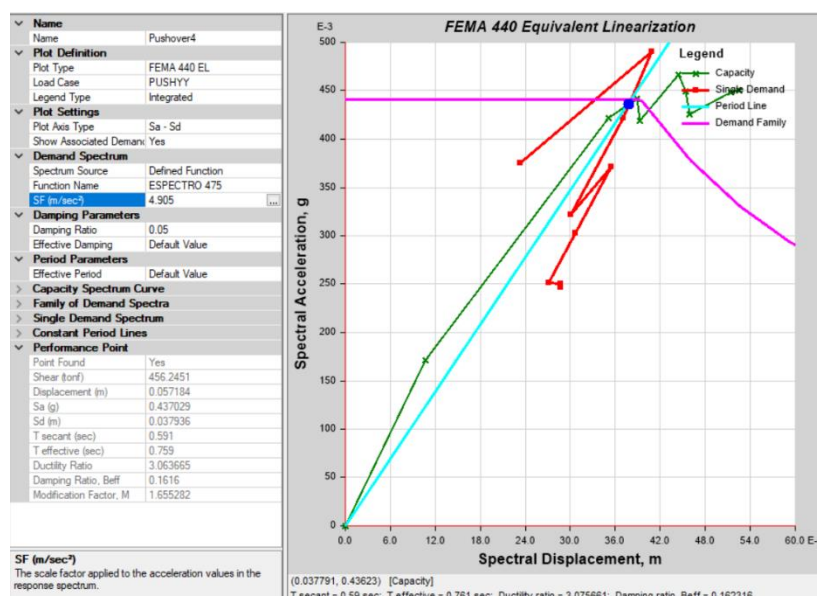
Figura 73 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo frecuente - sectorización de la curva.



Fuente: Elaboración propia.

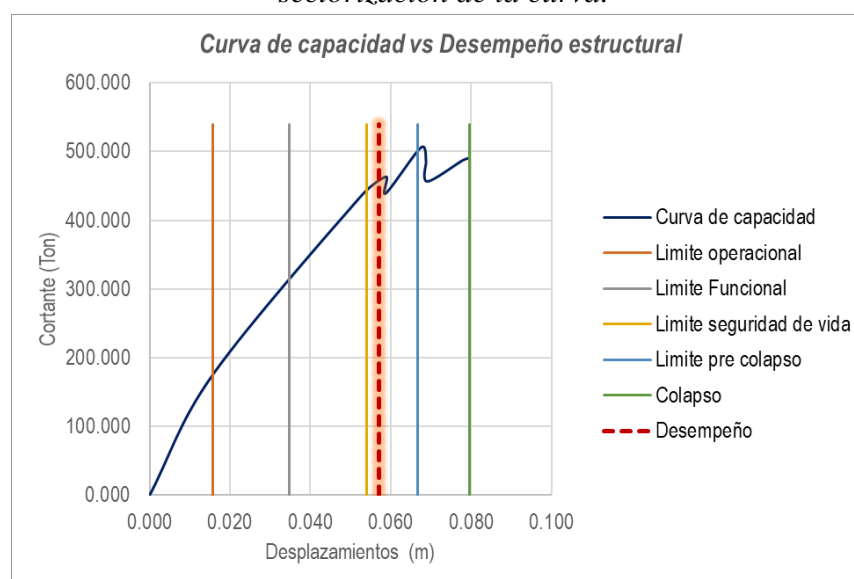
b) Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección YY

Figura 74 Punto de desempeño para sismo Ocasional – Dirección YY



Fuente: Software Etabs.

Figura 75 Curva de capacidad – Desempeño estructural sismo Ocasional - sectorización de la curva.



Fuente: Elaboración propia.

c) Punto de desempeño para sismo Raro y Muy raro – Dirección YY

Para estos sismos nuestros puntos de desempeño ya se encuentran en el punto de colapso, ya que los elementos de borde de nuestras placas ya colapsaron con tan solo tener 7.94 cm de desplazamiento en ultimo nivel del

edificio, debido a esto es que la curva de capacidad la tenemos solo hasta esta deformación ya que se concluye que para superiores deformaciones el edificio ya está colapsado. Esto se verifica en las siguientes figuras.

Figura 76 *Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso.*

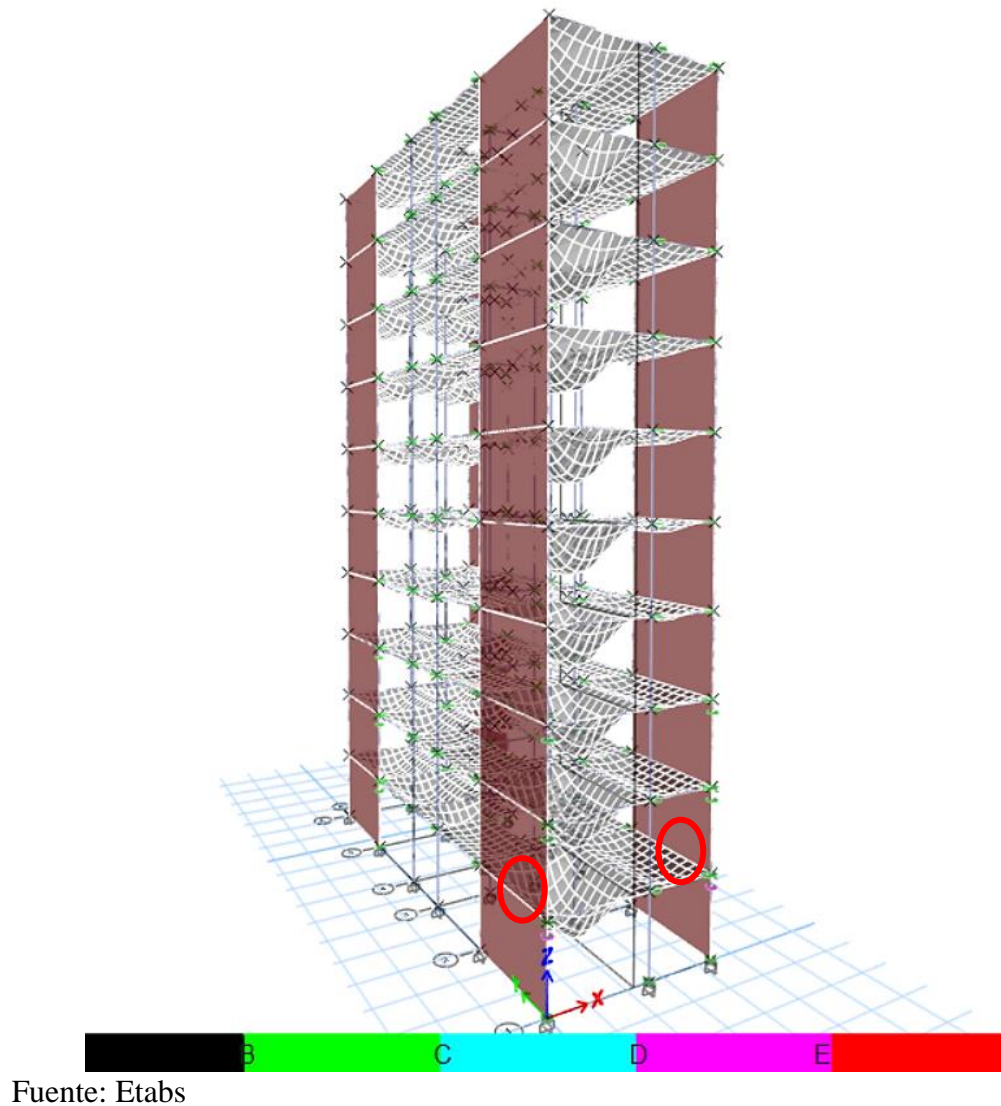
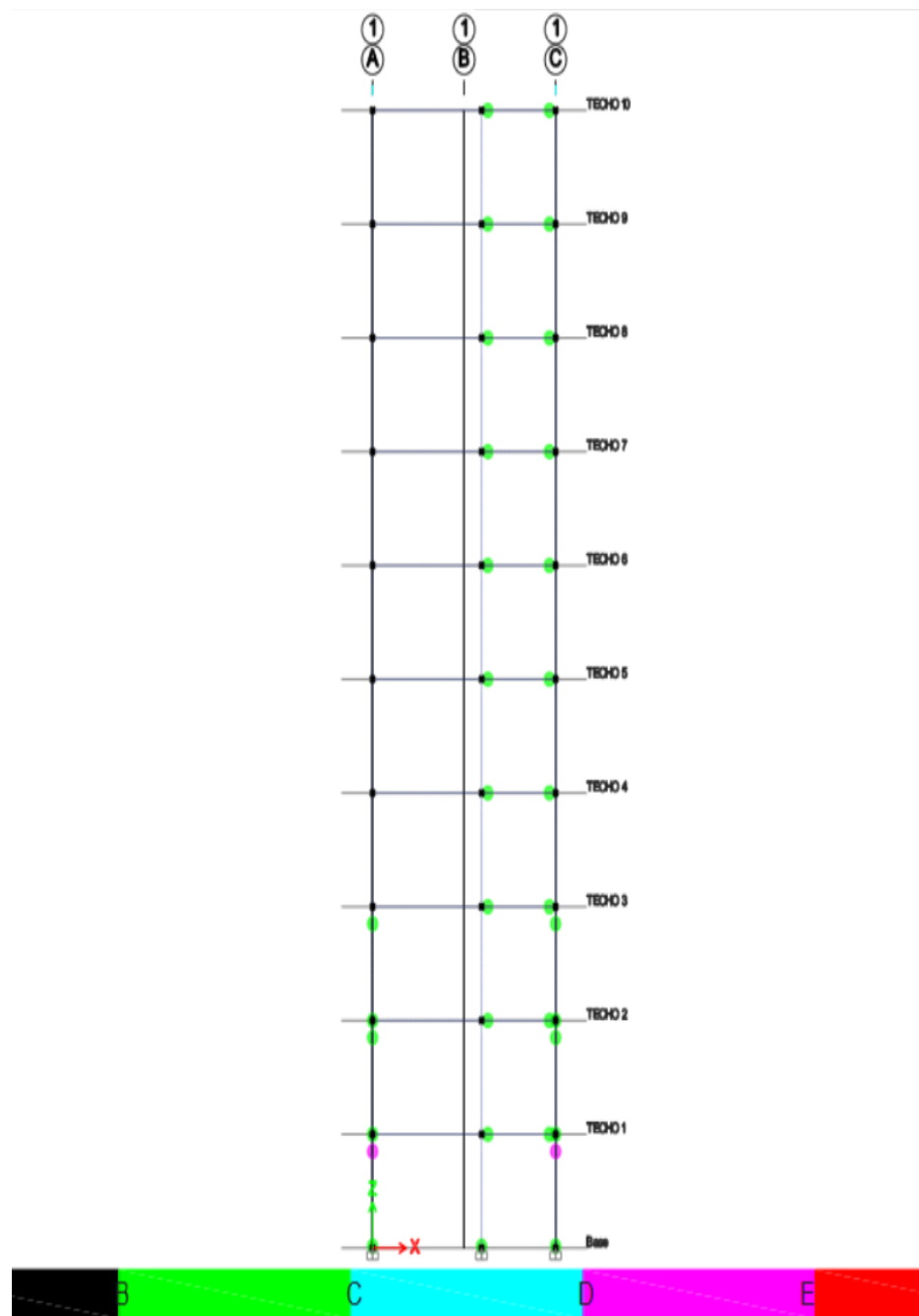
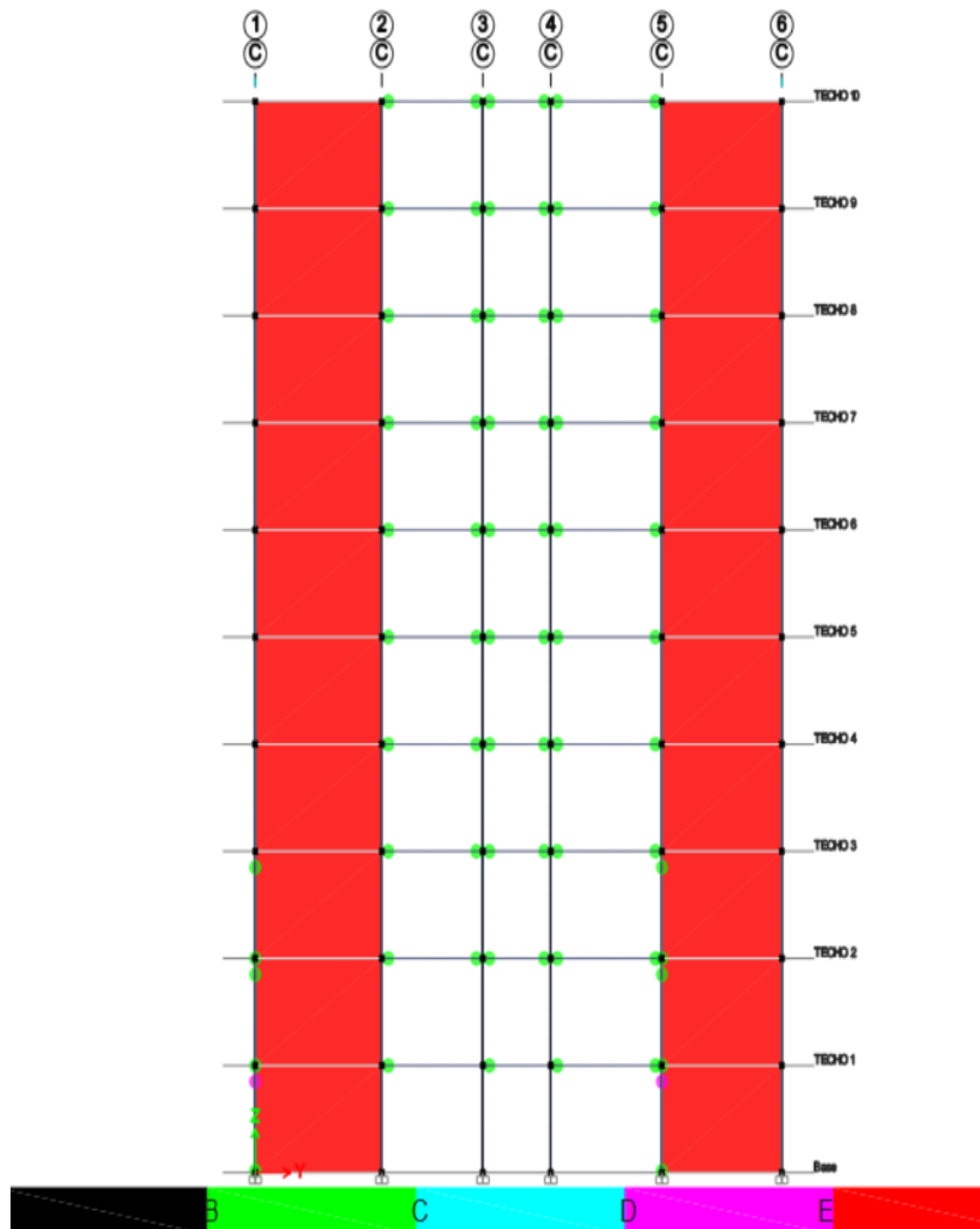


Figura 77 Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso. Elevación Eje 1.



Fuente: Etabs

Figura 78 Rotulas plásticas de elementos de borde de las placas en el punto de colapso. Elevación Eje C.



Fuente: Etabs

4.3. Prueba de hipótesis

a) Hipótesis general

Al comparar el análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos se demostró que el análisis estático no lineal calcula y verifica sísmicamente el estado de la estructura calculada con

mayor precisión que el análisis estático lineal, en el distrito de Yanacancha, Pasco – 2024.

Se procede a la contrastación de hipótesis

Tabla 29 Resultados de parámetros sísmicos y estructurales aplicado ambos tipos de análisis sísmico en el edificio de 10 pisos.

Análisis sísmico estático lineal	Análisis sísmico estático no lineal
<p>1. Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmica.</p> <ul style="list-style-type: none"> $R_{xx} = 8$ (Asumido según E030) $R_{yy} = 6$ (Asumido según E030) <p>1. Fuerza cortante en el base resistente afectado por el coeficiente R (sismo raro TR=475 años) y deriva máxima.</p> <p>Nota: Para este cortante en la base y considerando el factor R anteriormente mencionado, la norma 030 en el artículo 3 menciona que el edificio no debería colapsar, aunque podría presentar daños importantes, es decir estará en un objetivo de desempeño de seguridad de vida según el comité visión 2000.</p> <ul style="list-style-type: none"> $V_{xx} = 81.55 \text{ ton} / d_{xx} = 0.00636 /$ Obj. desempeño = seguridad de vida 	<p>1. Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmica.</p> <ul style="list-style-type: none"> $R_{xx} = 13.16$ (Resultado de cálculo) $R_{yy} = 4.67$ (Resultado de cálculo) <p>2. Fuerza cortante en el base resistente afectado por el coeficiente R y deriva máxima.</p> <p>2.1. Sismo frecuente TR= 43 años</p> <ul style="list-style-type: none"> $V_{xx} = 110.478 \text{ ton} / d_{xx} = 0.00206 /$ Obj. desempeño = funcional $V_{yy} = 397.828 \text{ ton} / d_{yy} = 0.00157 /$ Obj. desempeño = seguridad de vida <p>2.2. Sismo ocasional TR= 72 años</p> <ul style="list-style-type: none"> $V_{xx} = 117.13 \text{ ton} / d_{xx} = 0.00269 /$ Obj. desempeño = funcional $V_{yy} = 456.245 \text{ ton} / d_{yy} = 0.00190 /$ Obj. desempeño = pre colapso

<ul style="list-style-type: none"> • $V_{yy} = 195.72 \text{ ton} / d_{yy} = 0.00323 /$ <p>Obj. desempeño = seguridad de vida</p>	<p>2.3. Sismo raro TR= 475 años</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{xx} = 137.22 \text{ ton} / d_{yy} = 0.00526 /$ <p>Obj. desempeño = seguridad de vida</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{yy} = \text{Colapsado}$ <p>2.4. Sismo muy raro TR = 950 años</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{xx} = 146.54 \text{ ton} / d_{yy} = 0.00696 /$ <p>Obj. desempeño = seguridad de vida</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{yy} = \text{Colapsado}$
---	--

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 29 nos brinda todos los parámetros sísmicos y estructurales resultado de aplicar el análisis sísmico estático lineal y no lineal al edificio en estudio, interpretando esta tabla se puede verificar que el análisis sísmico estático no lineal nos da muchos más parámetros de control sísmico y estructural del edificio, al darnos resultados de coeficiente de reducción de fuerza sísmica más representativas del edificio tal como se muestra en el ítem 1 del método como tal, dicho método también nos calcula las cortantes resistentes en la base, deriva máxima y estado post sismo para diferentes sismos de diseño, tal como se muestra en ítem 2 de la tabla. Basado en todo en lo explicado anteriormente se acepta la hipótesis planteada.

b) Hipótesis específica 1

Calculado el desempeño sísmico de la edificación de 10 pisos aplicando el estudio sísmico estático no lineal se demostró que los cálculos previos para

el diseño de la estructura que fueron calculadas a partir del análisis estático lineal fueron datos asumidos inexactos, Yanacancha - Pasco – 2024.

Se procede a la contrastación de hipótesis

Se puede constatar en la tabla 29 que los valores de R asumidos inicialmente en el método de análisis sísmico estático lineal (ítem 1 de la tabla) tienen un margen de error respecto al R real calculado mediante el análisis estático no lineal, en términos de porcentaje el R_{xx} asumido con el R_{xy} calculado se tiene un margen de error de 39.2% por otro lado el R_{yy} asumido con R_{yy} calculado tiene un margen de error de 22.16%. Basado en todo en lo explicado anteriormente se da por válida la hipótesis planteada.

c) Hipótesis específica 2

Al verificar el comportamiento sísmico en base al análisis estático lineal y sus respectivos parámetros sísmicos se constató un buen comportamiento sísmico, Yanacancha - Pasco – 2024.

Se procede a la contrastación de hipótesis

Tabla 30 Parámetros sísmicos resultado de aplicar el análisis sísmico estático lineal al edificio de 10 pisos.

Resultados de parámetros sísmicos de análisis sísmico estático lineal	
1. Irregularidades en planta	<ul style="list-style-type: none"> • Irregularidad torsional = Cumple • Irregularidad esquinas entrantes = Cumple • Irregularidad discontinuidad de diafragma = Cumple • Irregularidad de sistemas no paralelos = Cumple
2. Irregularidades en altura	<ul style="list-style-type: none"> • Irregularidad piso blando = Cumple • Irregularidad piso débil = Cumple • Irregularidad de masa o peso = Cumple • Irregularidad geométrica vertical = Cumple • Irregularidad discontinuidad de sistemas resistentes = Cumple
2. Control de derivas máximas	$d_{xx} = 0.00636 < 0.007$ (cumple) $d_{yy} = 0.00323 < 0.007$ (cumple)

Fuente: Elaboración propia

Al analizar la tabla 30 se comprende que según las verificaciones que estipula el método de análisis sísmico estático lineal, el edificio de 10 pisos estudiado tiene un buen comportamiento sísmico, explicado lo anterior se da por válida la hipótesis.

d) Hipótesis específica 3

Se demostró que el tipo de análisis sísmico que brindara una estructura más eficiente y segura estructuralmente ante solicitaciones sísmicas es el análisis estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024

Se verifica en la tabla 29 en la columna de análisis estático no lineal el R real de la estructura ($R_{xx}= 13.16$ y $R_{yy}=4.67$) estos resultados del cálculo mediante el método como tal, así mismo también podemos constatar que el método mencionado nos brinda también el cálculo de cortantes en la base resistentes, derivas máximas y estado post sismo de la estructura en estudio para los diferentes tipos de sismos de diseño (sismo frecuente de $T_R=43$ años,

sismo ocasional de $TR=72$ años, sismo raro de $TR=475$ años y sismo muy raro de $TR=950$ años), teniendo esta amplia data de cálculo uno como diseñador tiene mas control del diseño y comportamiento sísmico de la estructura en estudio para así poder tener la certeza que la estructura es segura y/o eficiente estructural y sísmicamente. Explicado esta se da por valida la hipótesis.

4.4. Discusión de resultados.

I) En respuesta al objetivo específico N°1 se obtienen los siguientes resultados.

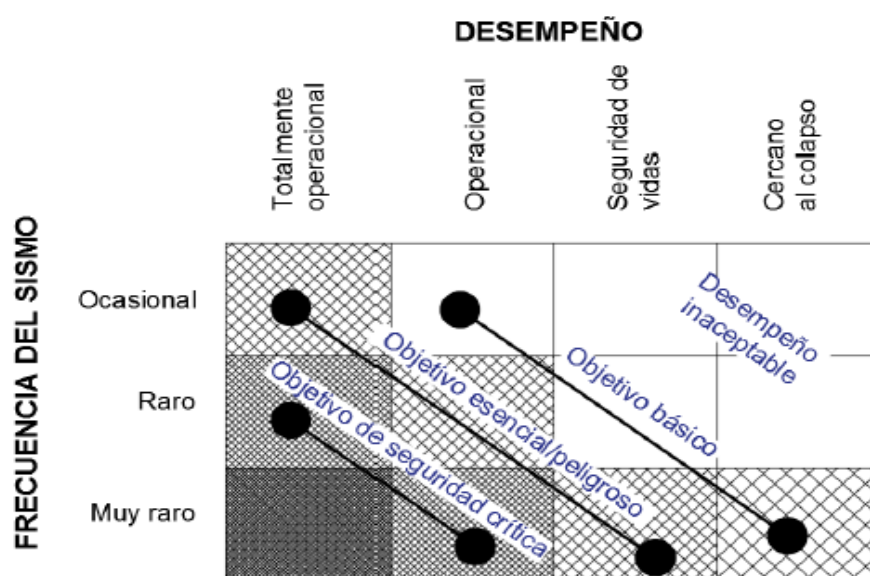
Resultado del cálculo de desempeño sísmico del edificio estudiado en la presente tesis, en la dirección XX se tiene que para un sismo frecuente ($T=43$ años) el espectro de respuesta y el espectro de capacidad se intersecan en una deformación de 6.26 cm; para un sismo ocasional ($T=72$ años) los espectros intersecan en una deformación de 8.00 cm; para un sismo raro ($T=475$ años) los espectros se intersecan a una deformación de 15.80 cm y para un sismo muy raro ($T=950$ años) los espectros se intersecan a una deformación de 20.90 cm.

Por otro lado, los desempeños sísmicos calculados en la dirección YY, se tiene que para un sismo frecuente ($T=43$ años) el espectro de respuesta y el espectro de capacidad se intersecan en una deformación de 4.72 cm; para un sismo ocasional ($T=72$ años) los espectros intersecan en una deformación de 5.71 cm; para un sismo raro ($T=475$ años) y un sismo muy raro ($T=950$ años) los espectros se ya no se intersecan debido a que para estas demandas sísmicas el edificio ya se encuentra colapsado a consecuencia que las rotulas plásticas de los elementos de borde de las placas en el primer piso del edificio se encuentran en el tramo D-E (colapsado).

Calculado los desempeños sísmicos en ambas direcciones de análisis, estas se compatibilizan con los objetivos de desempeño propuestos por el comité Visión 2000, estas se detallan en las siguientes tablas.

Antes de presentar los resultados desempeño compatibilizado con los objetivos de desempeño se muestra en la siguiente figura los objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000.

Figura 79 *Objetivos de desempeño según el tipo de edificación.*



Fuente: Comité Visión 2000

A continuación, los desempeños sísmicos calculados compatibilizados con los objetivos de desempeño según el comité Visión 2000, los resultados presentados en las tablas se construyeron a partir de lo calculado en los ítems 4.2.1.3 y 4.2.2.3. Cabe resaltar que los objetivos de desempeño tomados para evaluar el edificio son de un edificio común o básico según lo define el comité Visión 2000.

Tabla 31 *Desempeño sísmico vs objetivos de desempeño en la dirección XX*

Demanda sísmica	Objetivos de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cercano al colapso
Ocasional		X		
Raro			X	
Muy raro			X	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32 *Desempeño sísmico vs objetivos de desempeño en la dirección YY*

Demanda sísmica	Objetivos de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cercano al colapso
Ocasional			X	
Raro				X
Muy raro				X

Fuente: Elaboración propia

Se puede verificar que en la dirección de análisis XX al comparar los objetivos deseados por la propuesta de la comisión visión 2000 para una edificación común o básica con los resultados obtenidos en la tesis, cumple nuestro edificio con dichas exigencias.

Sin embargo, en la dirección de análisis YY el edificio no cumple con la exigencia de objetivos de desempeño que propone la comisión visión 2000.

II) En respuesta al objetivo específico N°2 se obtienen los siguientes resultados.

El parámetro principal para evaluar el comportamiento sísmico del edificio al aplicar el análisis sísmico estático son las derivas de entrepiso, las cuales tienen que cumplir con las exigencias de la norma E030. En la siguiente tabla se muestra los resultados de derivas y su verificación.

Tabla 33 Verificación de derivas en la dirección YY

Piso	Caso	Dirección	Deriva (Δ)	X m	Y m	Z m	Verificación $\Delta < 0.007$
TECHO 10	DERIVAYY	Y	0.00296	7	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAYY	Y	0.00307	7	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAYY	Y	0.00317	7	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAYY	Y	0.00323	7	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAYY	Y	0.00320	7	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAYY	Y	0.00306	7	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAYY	Y	0.00278	7	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAYY	Y	0.00232	7	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAYY	Y	0.00166	7	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAYY	Y	0.00075	7	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Tabla 34 Verificación de derivas en la dirección XX

Piso	Caso	Dirección	Deriva (Δ)	X m	Y m	Z m	Verificación $\Delta < 0.007$
TECHO 10	DERIVAXX	X	0.00242	3	18.23	30	Cumple
TECHO 9	DERIVAXX	X	0.00338	3	18.23	27	Cumple
TECHO 8	DERIVAXX	X	0.00432	3	18.23	24	Cumple
TECHO 7	DERIVAXX	X	0.00511	3	18.23	21	Cumple
TECHO 6	DERIVAXX	X	0.00572	3	18.23	18	Cumple
TECHO 5	DERIVAXX	X	0.00615	3	18.23	15	Cumple
TECHO 4	DERIVAXX	X	0.00636	3	18.23	12	Cumple
TECHO 3	DERIVAXX	X	0.00632	3	18.23	9	Cumple
TECHO 2	DERIVAXX	X	0.00587	3	18.23	6	Cumple
TECHO 1	DERIVAXX	X	0.00371	3	18.23	3	Cumple

Fuente: Elaboración propia desde el reporte de Etabs

Se puede verificar que las derivas inelásticas en las direcciones de análisis XX y YY cumplen con las exigencias de la norma E030, al tener valores menores a 0.007 que es el límite de deriva para concreto armado que nos exige la norma citada anteriormente.

Otro de los parámetros que nos ayuda evaluar el comportamiento sísmico de nuestra estructura mediante el análisis sísmico estático lineal es la verificación de irregularidades tanto en planta como en altura, esta verificación ya lo

realizamos en el ítem 4.1.5.3. y se puede concluir que nuestro edificio no cuenta con ninguna irregularidad.

Verificado los dos parámetros principales de evaluación de comportamiento sísmico según el análisis sísmico estático lineal, se puede concluir que nuestro edificio se comportará de manera óptima ante las acciones de un sismo de diseño que en este caso la norma E030 considera un sismo de 475 años de periodo de retorno.

III) En respuesta al objetivo específico N°3 se obtienen los siguientes resultados.

Para demostrar que tipo de análisis sísmico nos brinda la confianza de que nuestra estructura va ser optimo, eficiente y segura ante las acciones sísmicas nos concentramos principalmente en el factor de reducción de fuerzas sísmicas (R), ya que este valor es hallado en función a la ductilidad de la estructura.

Existen muchas bibliografías que relacionan el factor R con ductilidad de la estructura, para esta tesis utilizaremos como referencia la norma venezolana COVENIN 1756:2001-1, que nos propone la siguiente fórmula para hallar el factor R en función de la ductilidad de la estructura.

$$R = 1.25 * \mu$$

Explicado esto pasamos a demostrar el objetivo 3

a) Análisis en la dirección XX

Según el análisis sísmico estático lineal el R en esta dirección es de 8, esto define que con este factor la estructura va poder disipar el sismo de diseño (sismo raro con T=475 años según la E030) teniendo daños importantes en la estructura, pero sin colapsar.

Por otro lado, el análisis sísmico estático no lineal mediante la curva de capacidad calculada para esta dirección de análisis podemos hallar la ductilidad real y el R real del edificio, se procede al cálculo.

Se sabe que la ductilidad está definida por la siguiente ecuación:

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

Las deformaciones de nuestra estructura son $\Delta_y=3.58$ cm y $\Delta_u=37.70$ cm, entonces la ductilidad seria:

$$\mu_{xx} = \frac{37.70 \text{ cm}}{3.58 \text{ cm}} \quad \mu_{xx} = 10.53$$

El R entonces seria:

$$R_{xx} = 10.53 * 1.25 \quad R_{xx} = 13.16$$

Con esto se verifica que mediante el análisis sísmico estático no lineal el factor R nos resulta de 13.16 y también se puede notar en la figura 65 que la estructura no presenta daños para un sismo raro de T=475 años.

Con la información presentada se puede deducir que en la dirección XX la estructura tiene más ductilidad que la considerada en el análisis sísmico estático lineal y que el análisis sísmico estático no lineal nos calcula la ductilidad real y estado real de la estructura para cualquier contante en la base de la estructura mediante la curva capacidad del edificio, esto ayuda a controlar mejor el diseño y comportamiento sísmico de nuestro edificio.

Entonces se demostró que para la dirección XX el análisis sísmico estático no lineal es más confiable para poder diseñar una estructura eficiente y segura estructuralmente ante acciones sísmicas.

b) Análisis en la dirección YY

Según el análisis sísmico estático lineal el R en esta dirección es de 6, esto define que con este factor la estructura va poder disipar el sismo de diseño (sismo raro con T=475 años según la E030) teniendo daños importantes en la estructura, pero sin colapsar.

Por otro lado, el análisis sísmico estático no lineal mediante la curva de capacidad calculada para esta dirección de análisis podemos hallar la ductilidad real y el R real del edificio, se procede al cálculo.

Se sabe que la ductilidad está definida por la siguiente ecuación:

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

Las deformaciones de nuestra estructura son $\Delta_y=1.57$ cm y $\Delta_u=5.87$ cm, entonces la ductilidad seria:

$$\mu_{yy} = \frac{5.87 \text{ cm}}{1.57 \text{ cm}} \quad \mu_{xx} = 3.74$$

El R entonces seria:

$$R_{xx} = 3.74 * 1.25 \quad R_{xx} = 4.67$$

Con esto se verifica que mediante el análisis sísmico estático no lineal el factor R nos resulta de 4.67 y también se puede notar en la figura 75 que la estructura ya colapso para un sismo raro de T=475 años, esto contradice a lo propuesto por el análisis sísmico lineal.

Con la información presentada se puede deducir que en la dirección YY la estructura tiene menor ductilidad que la considerada en el análisis sísmico estático lineal y que el análisis sísmico estático no lineal nos calcula la

ductilidad real y estado real de la estructura para cualquier cortante en la base de la estructura mediante la curva capacidad del edificio, esto ayuda a controlar mejor el diseño y comportamiento sísmico de nuestro edificio.

Entonces se demostró que para la dirección YY el análisis sísmico estático no lineal es más confiable para poder diseñar una estructura eficiente y segura estructuralmente ante acciones sísmicas.

IV) En respuesta al objetivo general se obtienen los siguientes resultados.

Al analizar los resultados de los tres objetivos específicos se deduce que al comparar el análisis sísmico estático lineal y no lineal, se nota que el análisis sísmico estático no lineal nos calcula con mayor exactitud los parámetros sismorresistentes de la estructura y a la vez podemos verificar el estado de la estructura para diferentes cortantes en la base, ayudándose de las demandas sísmicas, rotulas plásticas, puntos de desempeño y objetivos de desempeño, esto ayuda a tener un mejor control para el comportamiento sísmico y diseño estructural de nuestro edificio. Por otra parte, el análisis sísmico estático lineal asume el comportamiento, desplazamiento y estado de la estructura después de que sea aplicada un sismo de diseño, al asumir estos parámetros se cae en la duda de que si realmente nuestra estructura va cumplir con las solicitaciones a la que va a estar impuesta.

CONCLUSIONES

I) Se calculo el desempeño sísmico del edificio en estudio para las dos direcciones de análisis y se concluye que el edificio en la dirección de análisis XX cumple con los objetivos de desempeño del comité visión 2000, sin embargo, en la dirección YY el edificio incumple con los objetivos de desempeño propuestos por dicha norma. Esto se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 35 *Desempeño del edificio vs objetivos de desempeño según el comité visión 200 dirección XX*

Demanda sísmica	Objetivos de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cercano al colapso
Ocasional		X X		
Raro			X X	
Muy raro			X	X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36 *Desempeño del edificio vs objetivos de desempeño según el comité visión 200 dirección YY*

Demanda sísmica	Objetivos de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cercano al colapso
Ocasional		X	X	
Raro			X	X
Muy raro				X X

Fuente: Elaboración propia

Nota: Los X que se encuentran coloreadas de color rojo son los objetivos de desempeño según el comité visión 2000 para una edificación común o básica y los que están de color negro son el desempeño sísmico del edificio.

II) Se determino el comportamiento sísmico en las dos direcciones de análisis según el análisis sísmico estático lineal y se concluye que evaluada según este método el comportamiento del edificio cumple con las todas las exigencias de la norma E030.

III) Se demostró que el tipo de análisis sísmico que calcula con mayor exactitud el comportamiento sísmico y estado post sismo de la estructura es el análisis sísmico estático no lineal.

IV) Se comparo los dos tipos de análisis sísmico y se concluyó los siguientes puntos

- El análisis sísmico estático lineal asume parámetros como la ductilidad (μ), coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) y el comportamiento post sismo de la estructura. Que si bien es cierto que estos parámetros asumidos están muy aproximados a los realmente calculados es necesario verificar que dichos valores.
- El análisis sísmico estático no lineal calcula la ductilidad (μ), coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) y el comportamiento post sismo real de la estructura de forma precisa mediante las demandas sísmicas, rotulas plásticas, puntos de desempeño y objetivos de desempeño.
- Se concluye que para un mejor control del comportamiento sísmico y estructural de un edificio se considere el análisis sísmico estático no lineal.

RECOMENDACIONES

I) Se recomienda que para el cálculo del desempeño sísmico se generen de manera correcta los modelos no lineales de cada elemento estructural (rotulas plásticas), ya que la curva capacidad es muy sensible a estos modelos y en efecto los puntos de desempeño sísmico.

II) Se recomienda que para el diseño de cualquier edificio una vez calculado por el análisis sísmico estático lineal como siguiente paso se haga la verificación con el análisis sísmico estático no lineal todos los parámetros asumidos inicialmente por el análisis lineal, esto a través del cálculo y verificación de los puntos de desempeño y a su vez comparando con los objetivos de desempeño, de esta manera estaremos asegurando un buen comportamiento sísmico y estructural ante las solicitaciones sísmicas a las que va estar impuesta el edificio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE/SEI_41-13. (2014). *Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes*. Virginia, EE UU.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and Retrofit of concrete Building*. California, Estados Unidos.
- Aulinas. (2018). *Ondas sísmicas*.
- Bonett, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación A Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada*. España: Universidad Politécnica de Cataluña. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10803/6230>
- BONILLA, C. E., & DIAZ, M. E. (2017). “ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR”. El Salvador. Obtenido de <https://www.studocu.com/pe/document/universidad-nacional-del-altiplano-de-puno/ingenieria-estructural/analisis-estatico-no-lineal-pushover-del-cuerpo-central-del-edificio-de-la-facultad-de-medicina-de-la-universidad-de-el-salvador/79122468>
- Brochero. (2006). *cortante basal*.
- Cahuana Cáceres, M. C. (2021). *Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva*. Tacna. Obtenido de <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2027>
- Calcina Peña, R. M. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal*. Universidad Privada de Tacna. Tacna.
- Cayllahua, R. W. (2022). *Evaluación del desempeño estructural aplicando un análisis estático no lineal (pushover) en la I. E. N.º 40230 San Antonio del Pedregal*

Majes - Caylloma - Arequipa. Arequipa. Obtenido de
<https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/11785>

CCIP PERÚ, (. d. (s.f.). *Análisis Estático no Lineal Pushover y Desempeño Estructural.*

CHAVESTA RUELAS, E. P. (2019). *ANÁLISIS ESTÁTICO NOLINEAL PARA ESTIMAR EL DESEMPEÑO SISMICO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE LIMA.* LIMA – PERÚ: Universidad Nacional Federico Villarreal.

chopra. (2014). *Análisis no lineal.*

chorro, A. (2004). *LA TÉCNICA PUSH-OVER TRADICIONAL.*

Cisneros Perez, A. N. (2022). *Evaluación del desempeño estructural de un edificio multifamiliar mediante el análisis estático No Lineal Pushover y propuesta de intervención en San Miguel.* Lima. Obtenido de
<https://hdl.handle.net/20.500.14138/6093>

E.030, N. (2018). *E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.* Lima.

Esquive, Z. (2014). *Desplazamiento esperado.*

Farro, R. d. (2019). *Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo-Lambayeque.* Chiclayo-Perú. Obtenido de
<https://hdl.handle.net/20.500.12692/38705>

FEMA_440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures .* Virginia, Reston.

FEMA-356. (2000). *Preestándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios (Vol. Report N° 356).* Washington D.C., Estados Unidos.

Helaccama, A. L. (2021). *Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio*

Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco. Cusco.

Obtenido de <http://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/4515>

Jacinto, C. J. (2022). *Evaluación estructural de la edificación esencial I.E N°10133-Mochumí, mediante el análisis estático no lineal Pushover*. Chiclayo. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12867/6187>

Kent y Park, y. (1971). *ROPIEDADES DE LOS MATERIALES EN SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO*.

Mander J, 1. (1983). *Seismic design of bridge piers. Tesis PhD, University of Canterbury*. Christchurch, New Zealand.

McCormac. (2016). *Deriva de la estructura*.

Morales, (. (2006). *Evaluacion de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierias y arquitectura, utilizando analisis estatico no lineal (pushover)*.

Namuche, R. J. (2020). *Análisis adaptativo pushover estático no lineal por desempeño de una estructura de concreto armado, Lima-Perú*. Lima. Obtenido de <http://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/4083>

Navarro. L. y Fernández, V. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Seis Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones*. (P. U. PUCP, Ed.) Lima - Perú.

Ottazzi. G, 1. (2004). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Lima, Peru. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1055>

Paredes Azaña, M. A. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal*

pushover. Lima, Peru. Obtenido de

<https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/620673>

Pareja. (2012). *Rótula Plástica*.

Park Robert y PAULAY Tom, .. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Mexico:

Limusa. Obtenido de <https://www.udocz.com/apuntes/6926/estructuras-de-concretoreforzado-park-paulay>

Perez. (2014). *punto de desempeño*.

Pérez, G. V. (09 de diciembre de 2019). EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, VIVIENDA-COMERCIO MIURA GRILL, CHICLAYO. 12- 14. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/366711928_EVALUACION_DEL_DESEMPEÑO_SISMICO_MEDIANTE_EL_ANALISIS_ESTATICO_NO_LINEAL_VIVIENDA-COMERCIO_MIURA_GRILL_CHICLAYO

Pérez., E. M. (2022). *Diseño elástico y análisis no lineal del edificio de la Facultad de*

Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil. Estados Unidos: Tecnocientífica Americana. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/366187730_Diseño_elástico_y_análisis_no_lineal_del_edificio_de_la_Facultad_de_Ciencias_Matemáticas_y_Físicas_de_la_Universidad_de_Guayaquil

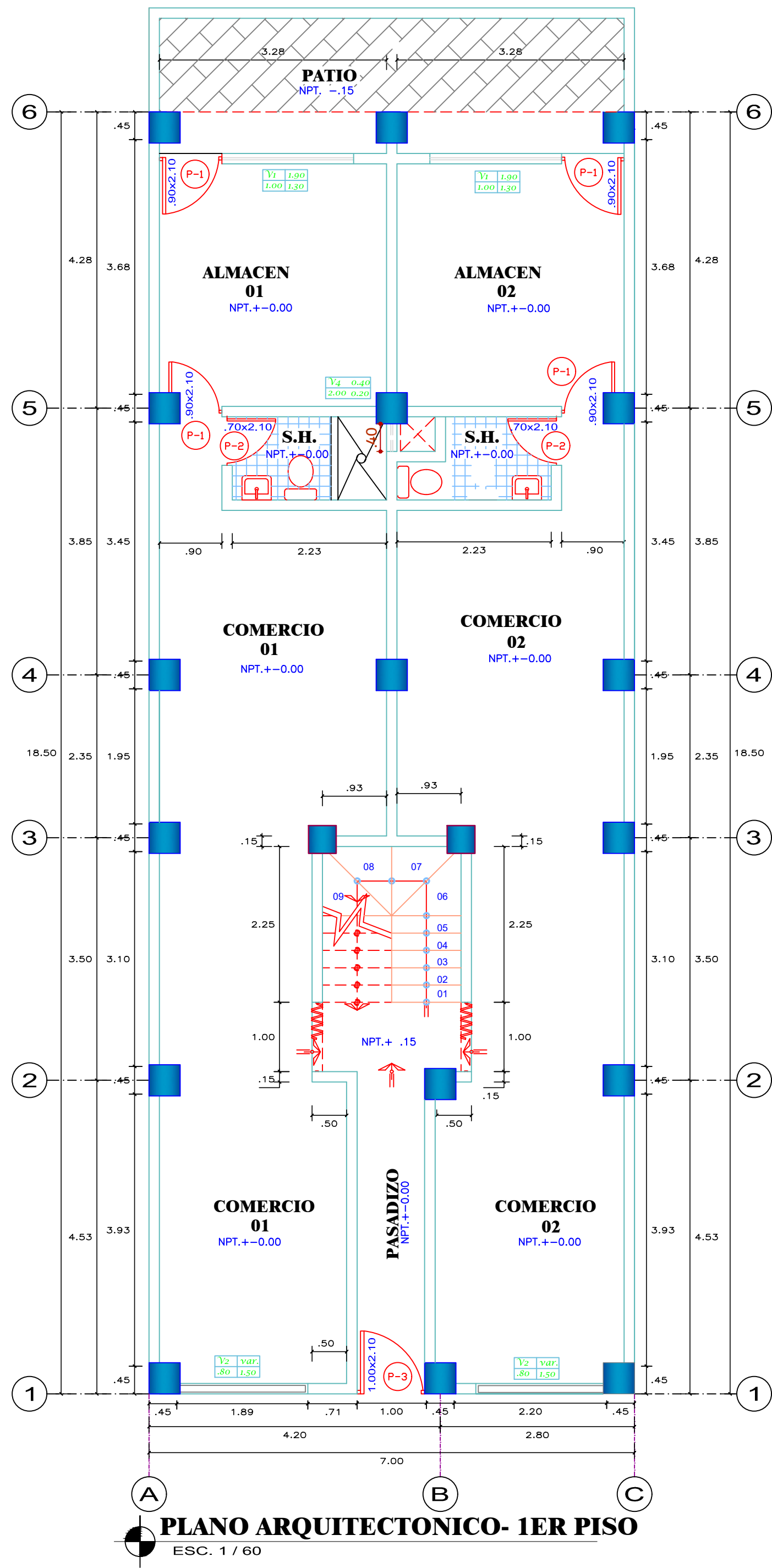
SEAOC. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California.

Seismic, S. S. (1995). *Comportamiento sísmico de edificios aporticados de hormigón armado*.

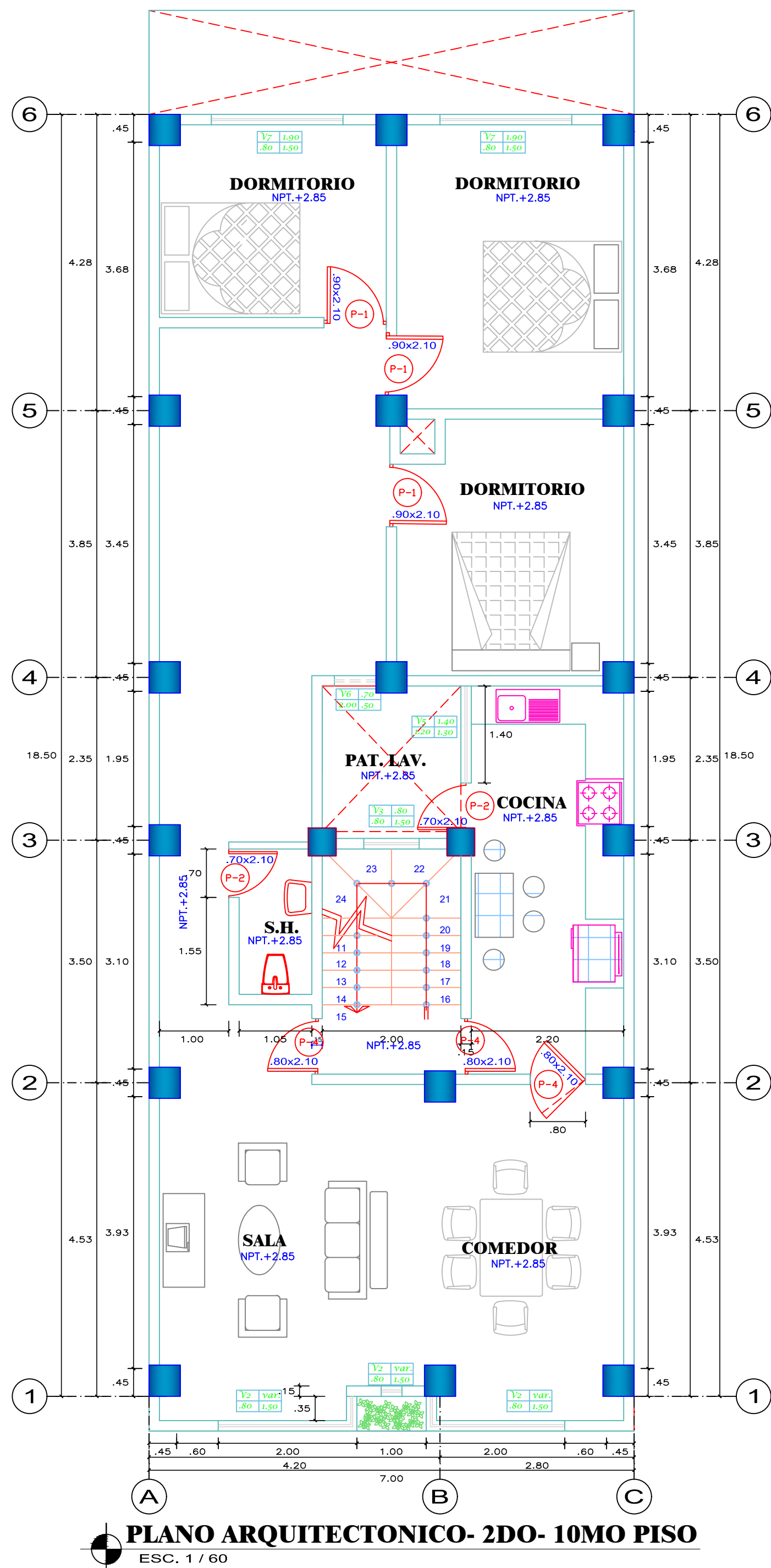
UBALDO, B. P. (2019). *Caracterización del suelo con fines de zonificación geotécnica de la ciudad de San Juan Pampa, distrito de Yanacancha, provincia de Pasco, región Pasco – 2019*. Pasco, Peru.

- VALLE, A. M. (2018). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO YANAHUANCA – PASCO – 2018*. PASCO. Obtenido de <http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/461>
- Vega, E. M. (01 de 06 de 2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *JOURNAL BOLIVIANO DE CIENCIAS –Vol. 17 –Número 50*, 01. Obtenido de <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Vela, A. A., & Cuasapaz, E. A. (31 de agosto de 2021). Análisis no lineal de estructuras regulares de hormigón armado ante eventos tsunamigénicos en Tonsupa-Esmeraldas. *Green World Journal*, 11- 15. Obtenido de <https://drive.google.com/file/d/181x2nkDSAgwQrSHfNrc-t3nbqaiIMU-P/view>
- Villavicencio Cedeño, E. G. (2024). “*Comparación entre el análisis estático y dinámico no lineal de un edificio de hormigón armado en el cantón Jipijapa*”. Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/6545>

ANEXOS



PLANO ARQUITECTONICO- 1ER PISO
ESC. 1 / 60



PLANO ARQUITECTONICO- 2DO- 10MO PISO
ESC. 1 / 60


CUADRO DE VANOS

VENTANAS

CODIGO	ALF.	ANCHO	ALTO
V1	1.00	1.90	1.30
V2	0.80	VARIA	1.50
V3	0.80	0.80	1.50
V4	2.00	0.40	0.20
V5	1.20	1.40	1.30
V6	2.00	0.70	0.50
V7	0.80	1.90	1.50

PUERTAS

CODIGO	ANCHO	ALTO
P1	0.90	2.10
P2	0.70	2.10
P3	1.00	2.10
P4	0.80	2.10



UNDA
UNIVERSIDAD
NACIONAL
DANIEL
ALCIDES
CARRION

Proyecto:
Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco - 2024

Plano :
ARQUITECTONICO

Asesor:
Dr. ZAVALA SANCHEZ Eleuterio Andrés

Especialidad :
ARQUITECTURA- PLANTA

Loc. : SAN JUAN
Dist. : YANACANCHA
Prov. : PASCO
Dpto. : PASCO

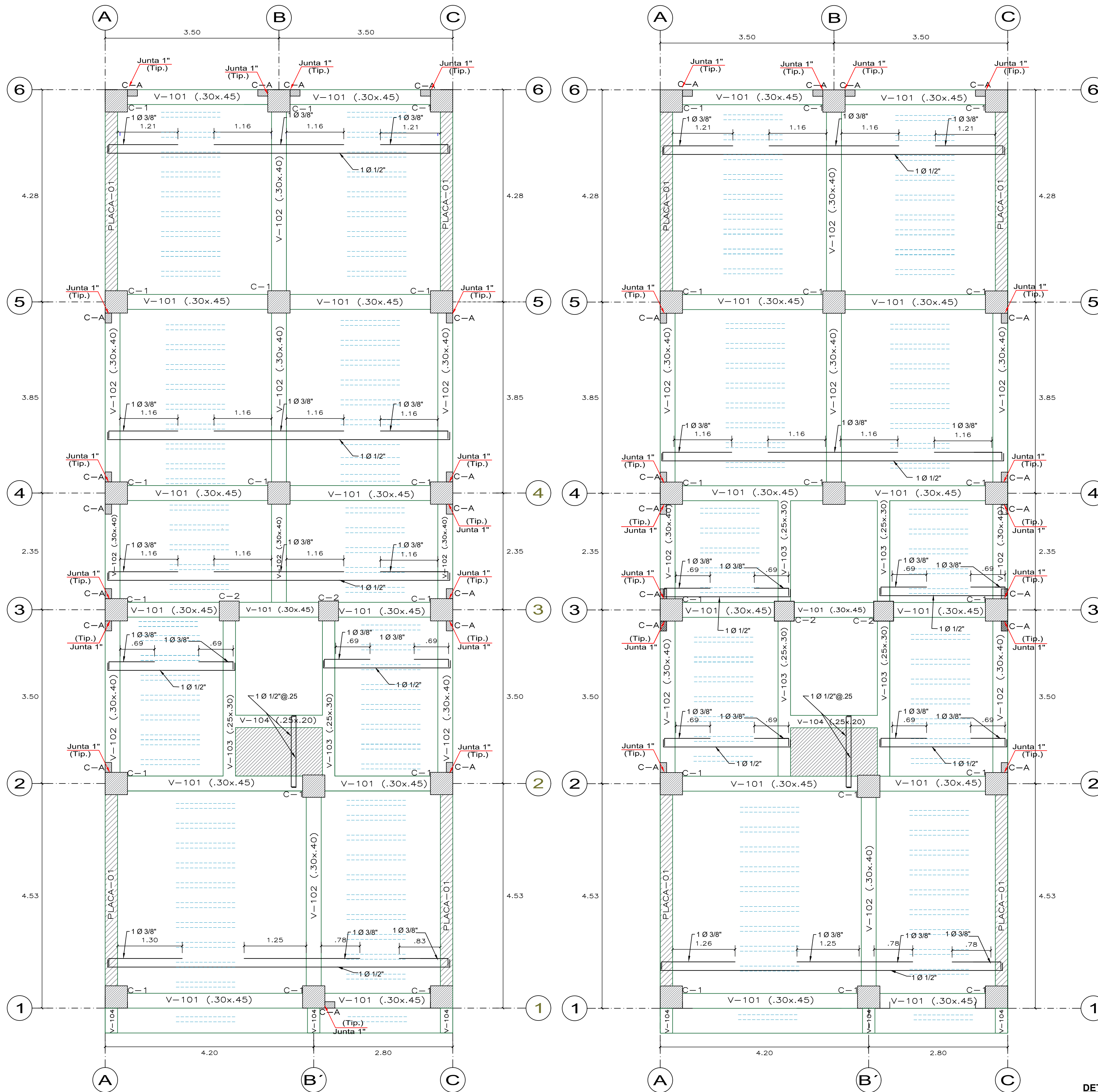
Tesis:
Fredy Ruben CASTAÑEDA CALZADA
Charlys Dolly VILLANUEVA TEMPLADERA

Escala :
1/60

Fecha :
MAYO- 2025

N° Lamina:
01

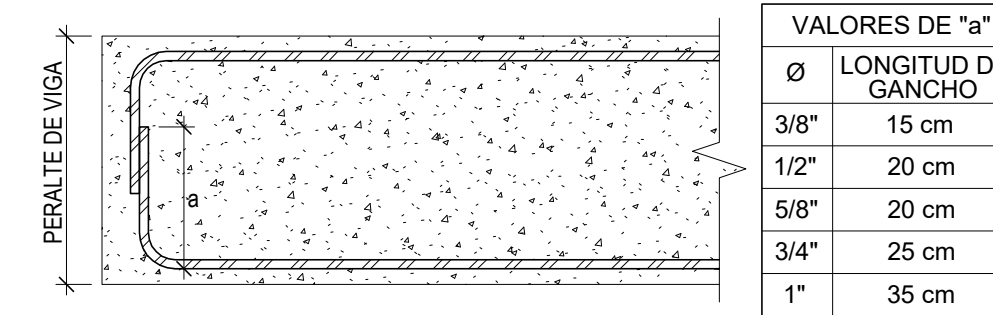
Lamina:
A-1



PLANO DE LOSA Y VIGAS (1ER PISO)
ESC. 1 / 45

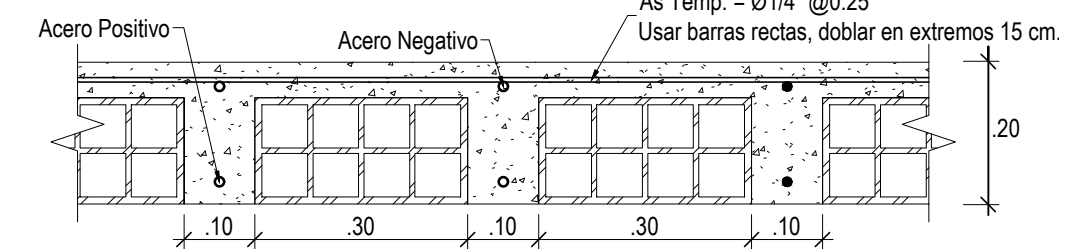
PLANO DE LOSA Y VIGAS (2DO- 10MO PISO)
ESC. 1 / 45

DETALLE DEL GANCHO ESTANDAR

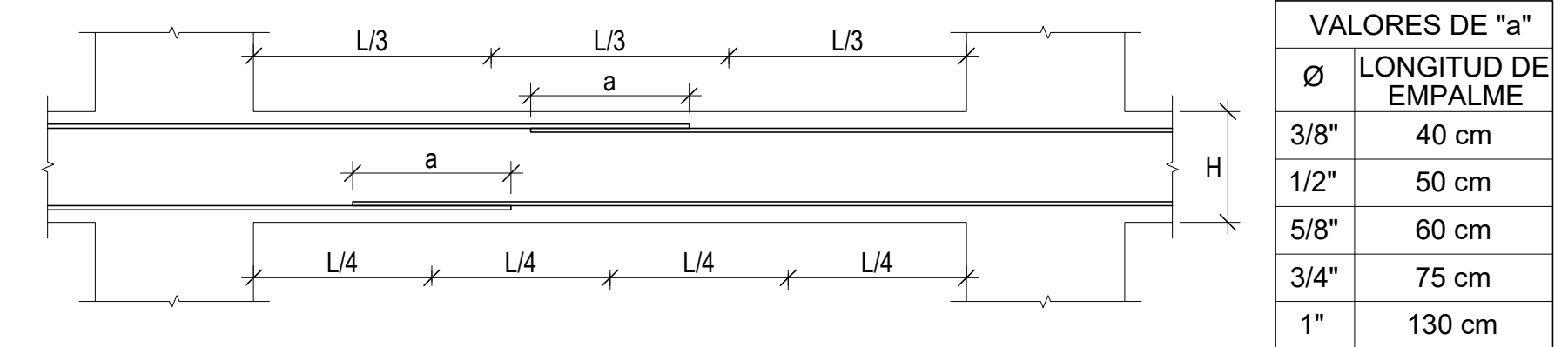


PARA VIGAS CHATAS, LA LONGITUD DEL GANCHO SERA DE 15 cm.

DETALLE TIPICO DE ALIGERADO

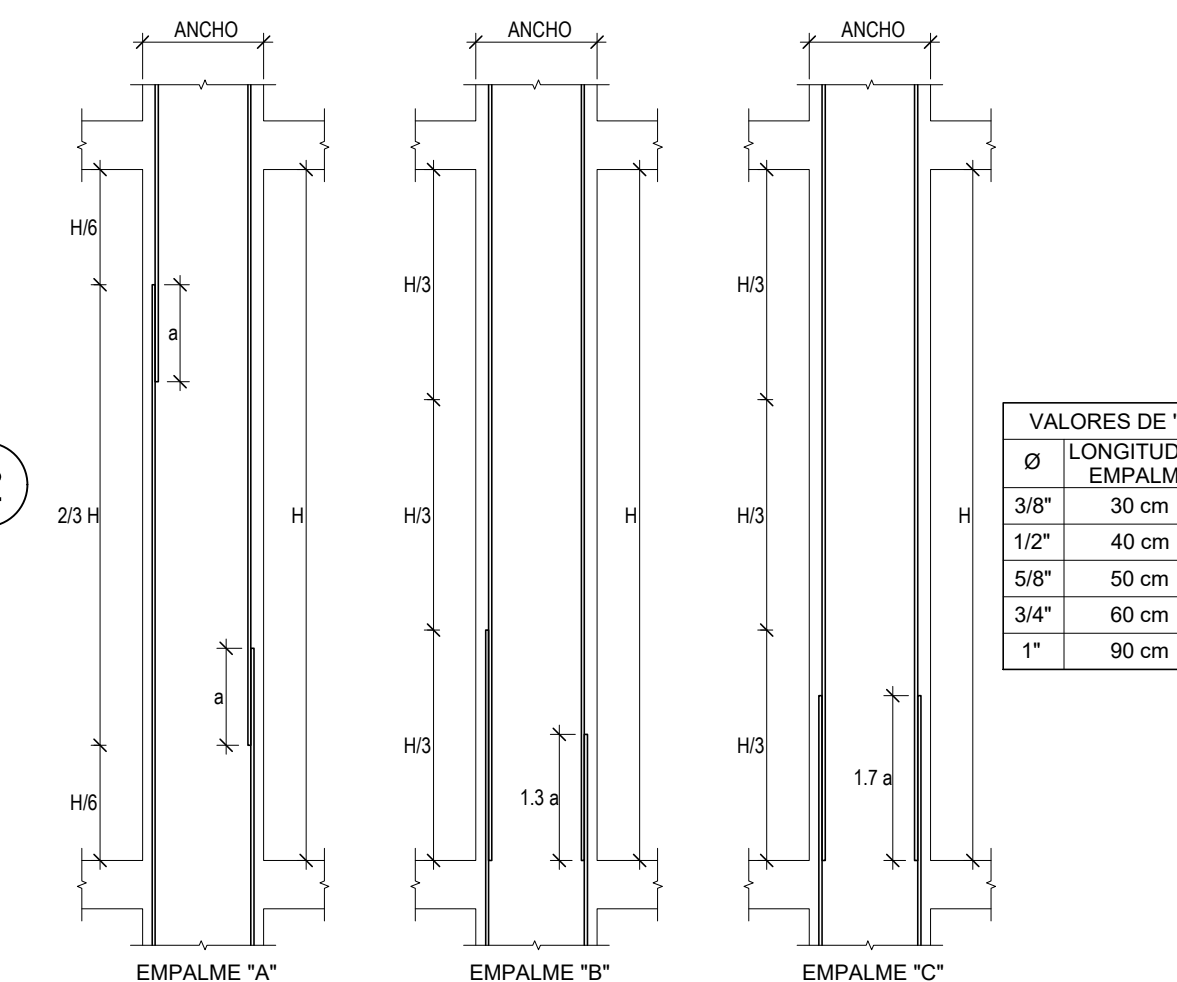


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



- LONGITUD DE EMPALME SEGUN NTP E-060 (Cap. 12-12.02).
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS. AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- EN ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME SERA IGUAL A 25 CM PARA FIERROS DE Ø3/8" Y 35 CM PARA Ø1/2" O Ø5/8".

EMPALMES TRASLAPADOS EN COLUMNAS



- EMPALME "A": LAS BARRAS SE EMPALMAN EN LOS DOS TERCIOS CENTRALES DE LA COLUMNA Y ALTERNADAS. ESTE CASO ES EL MAS RECOMENDABLE.
- EMPALME "B": LAS BARRAS SE EMPALMAN ALTERNADAS EN LA PARTE INFERIOR DE LA COLUMNA. AL REALIZAR ESTE TIPO DE EMPALME, SE DEBE AUMENTAR LA LONGITUD DEL EMPALME TIPO "A" EN 30%.
- EMPALME "C": LAS BARRAS SE EMPALMAN SIN ALTERNAR EN LA PARTE INFERIOR DE LA COLUMNA. AL REALIZAR ESTE TIPO DE EMPALME, SE DEBE AUMENTAR LA LONGITUD DEL EMPALME TIPO "A" EN 70%.
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE
SOLADO : CH 1:12 + 30% P.M.
CIMENTO CORRIDO : CH 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.
SOBRECIMENTOS : CH 1:8 + 25% P.M.
FALSO PISO : CH 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.

CONCRETO ARMADO
ZAPATAS : f_c = 210 kg/cm²
COLUMNAS : f_c = 210 kg/cm²
VIGAS PERALTADAS-CHATAS : f_c = 210 kg/cm²
PLACAS : f_c = 210 kg/cm²
ACERO DE REFUERZO : f_y = 4.200 kg/cm²

RECUBRIMIENTO
ZAPATAS CORRIDAS : 7.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION : 7.5 cm
COLUMNAS : 4.0 cm
COLUMNITAS Y VIGAS CHATAS : 2.5 cm
ESCALERA : 2.5 cm
LOSA ALIGERADA/PLACAS : 2.0 cm

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN
a. TIPO : ZAPATAS AISLADAS
b. ESTRADO DE APOYO : GRAVA MAL GRADUADA (GP)
c. NIVEL FREATICO : NO

PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN
a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN : 1.80 m
b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO : 1.35 kg/cm²
c. FACTOR DE SEGURIDAD : 3

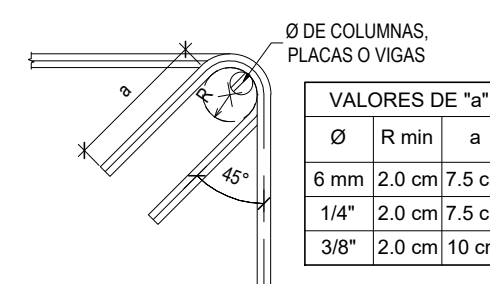
NORMAS Y REGLAMENTOS
* Norma Técnica E-020- Cargas
* Norma Técnica E-030- Diseño Sismo Resistente
* Norma Técnica E-050- Suelos y Cimentación
* Norma Técnica E-060- Concreto Armado

CARGAS DE DISEÑO
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO : 2400 kg/m³
ACABADOS : 100 kg/m²
TABIQUERIA MOVIL : 150 kg/m²
PESO LOSA ALIGERADA e=20cm : 300 kg/m²
CARGA VIVA : 200 kg/m²
CARGA VIVA DE TECHO : 30 kg/m²
CARGA DE NIEVE : 40 kg/m²

PARÁMETROS SÍSMICOS
- FACTOR DE SONA (Z) : Z = 0.25 (ZONA 2: YANACANCHA)
- FACTOR DE USO (U) : U = 1.00 (EDIF. COMUNES)
- FACTOR DE SUELO (S) : S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)
- PERIODO (Tp) : Tp = 0.6
- SISTEMA ESTRUCTURAL EN X : Rx = 8 (AFORTICADO)
- SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y : Ry = 6 (MUROS ESTRUCTURALES)
- ACCELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (G) : G = 9.81 m/s²

DISTORSIÓN DE ENTREPISO
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X : Δ = 0.0036 < 0.007
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y : Δ = 0.00323 < 0.007

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION

Proyecto: Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco - 2024

Plano: **LOSA Y VIGAS**

Asesor: Dr. ZAULETA SANCHEZ Eleuterio Andrés

Especialidad: ESTRUCTURAS- DETALLE DE LOSA Y VIGAS

Tesis: Fredy Ruben CASTAÑEDA CALZADA

Escala: INDICADA

Fecha: MAYO-2025

Nº Lamina: 01

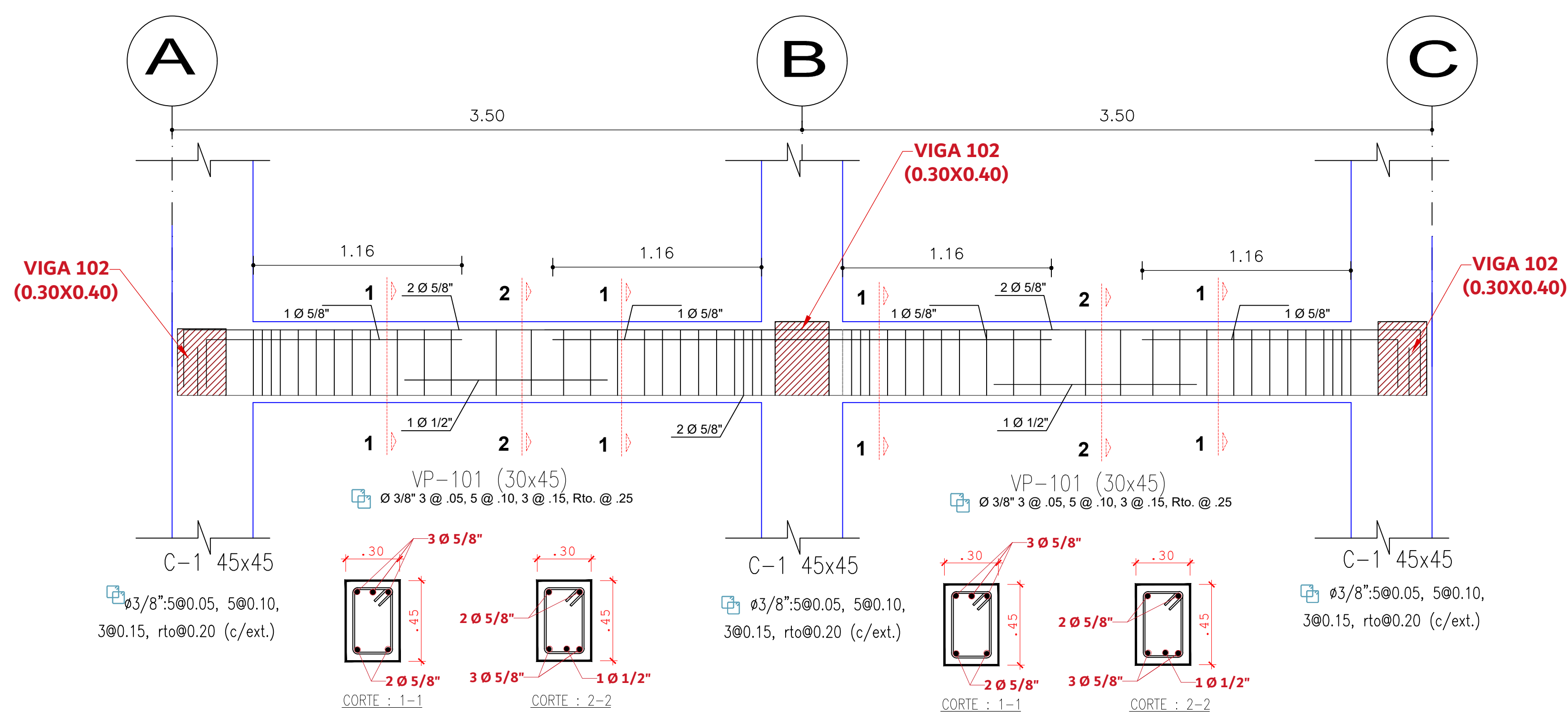
Loc.: SAN JUAN

Dist.: YANACANCHA

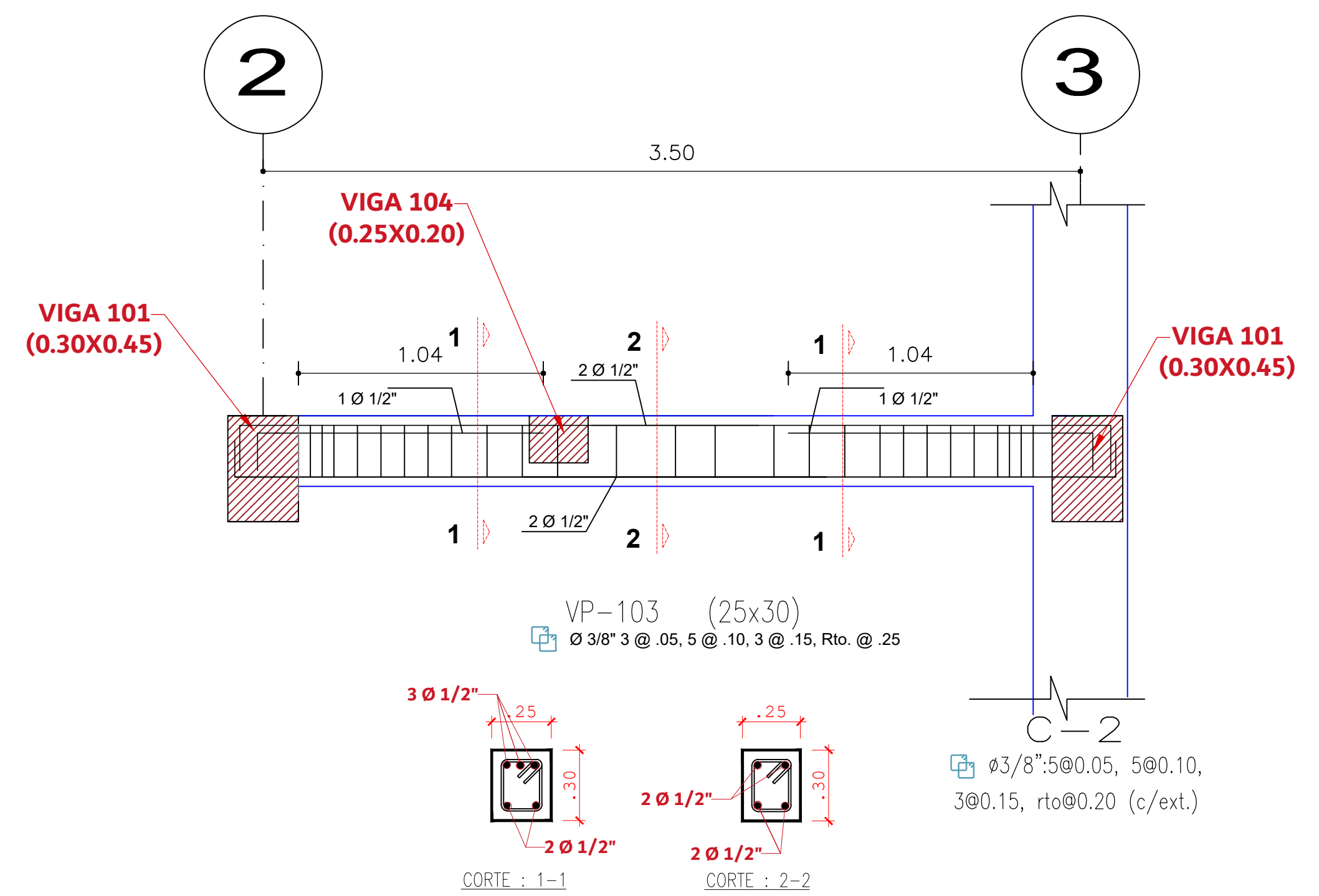
Prov.: PASCO

Dpto.: PASCO

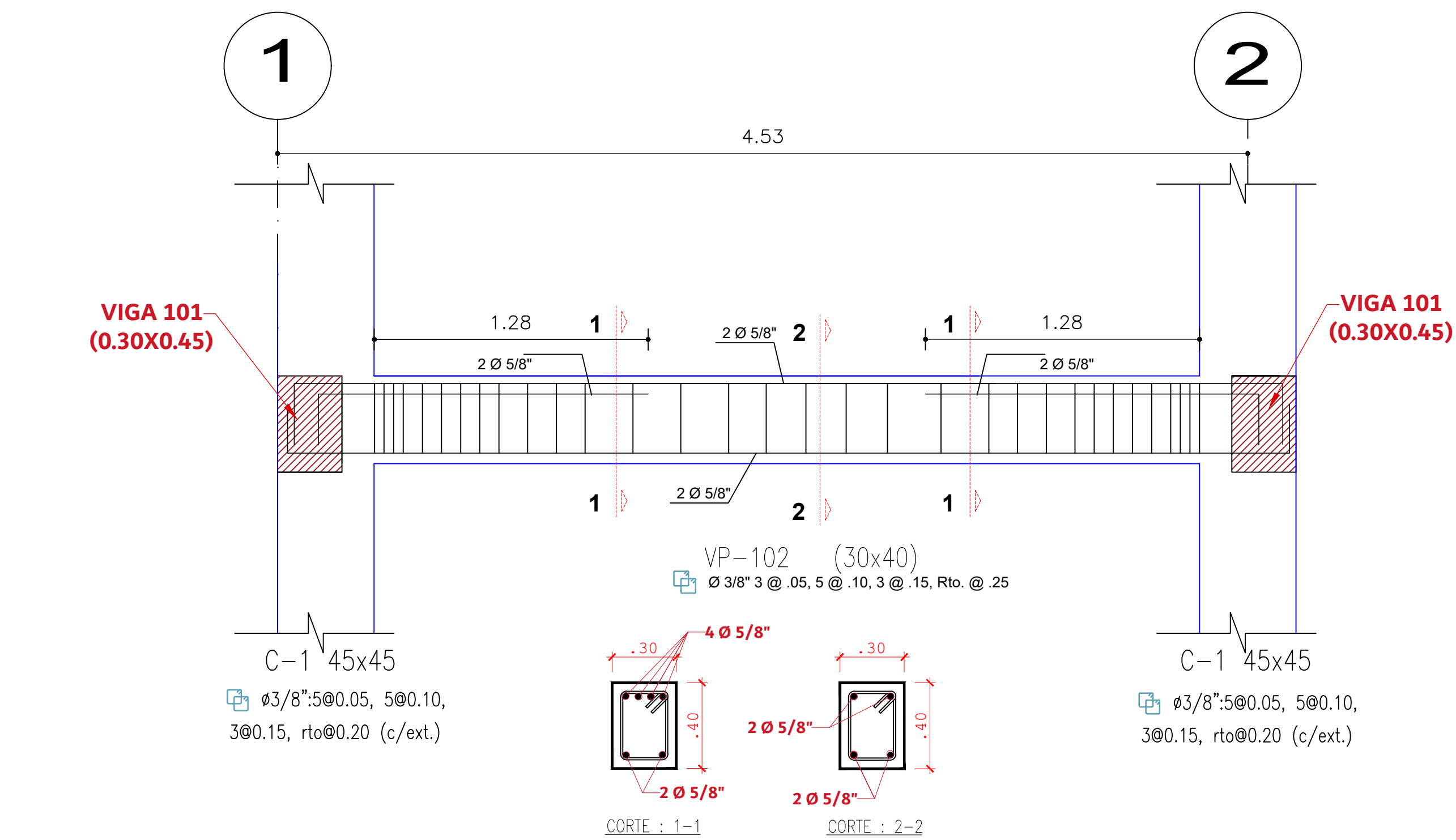
Lamina: **E- 1**



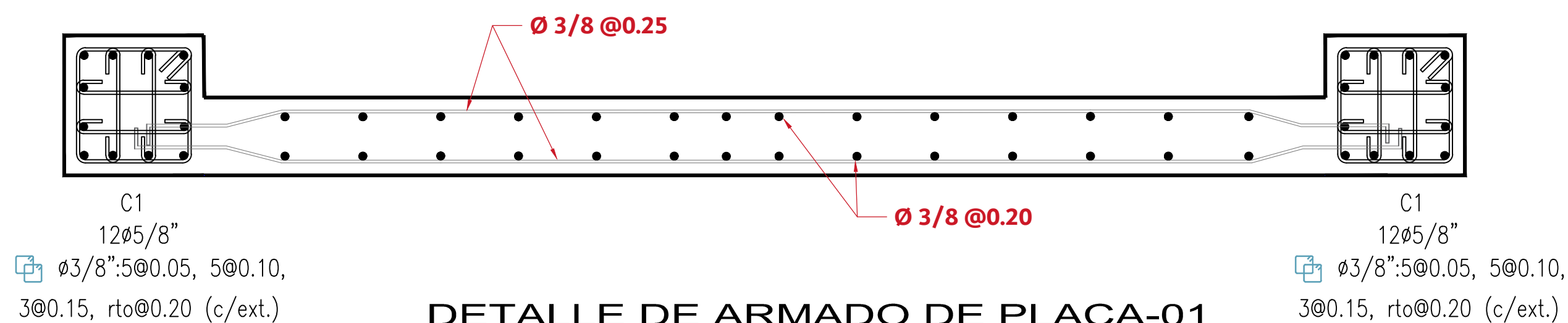
**V-101 - EJE 6-6
(PISO 1 AL 10)**
ESC. 1 / 20



**V-103
(PISO 1 AL 10)**
ESC. 1 / 20

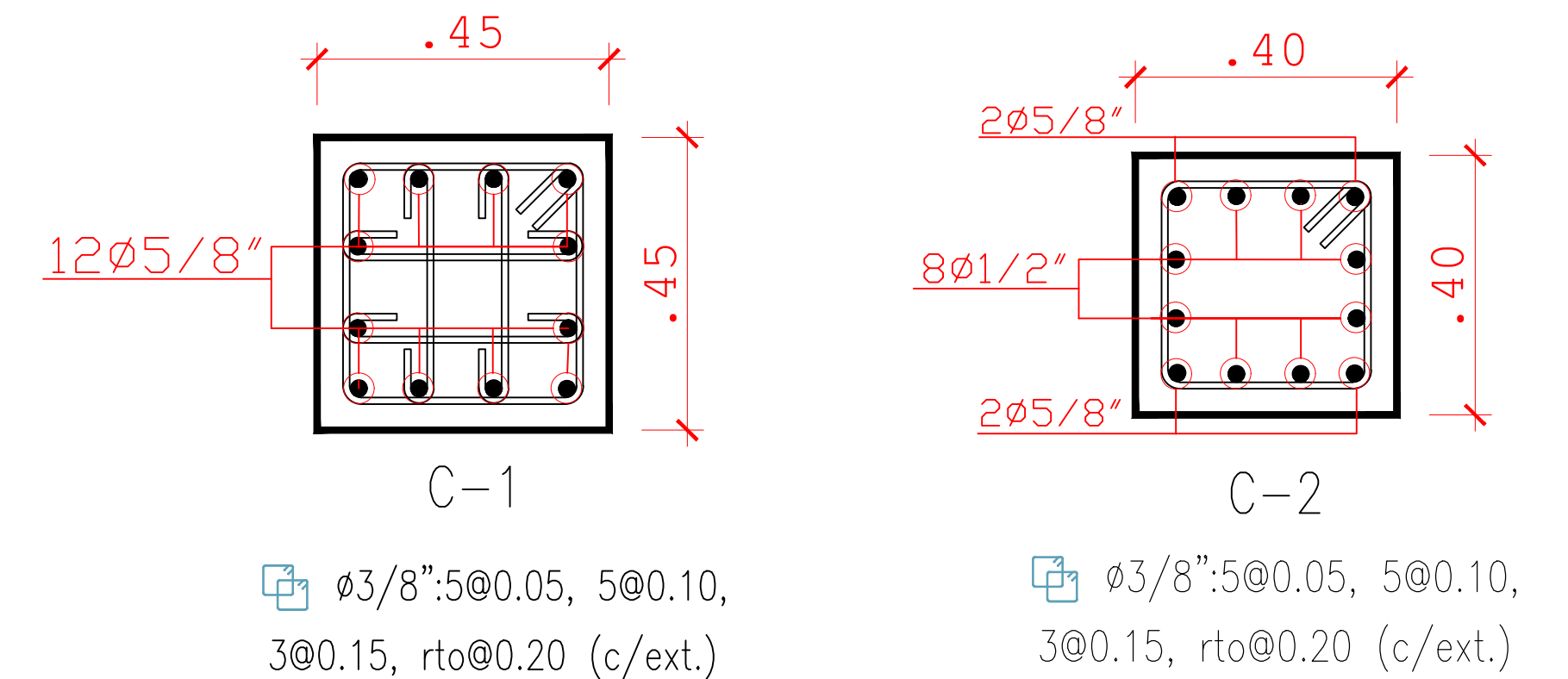


**V-102 - EJE B'-B'
(PISO 1 AL 10)**
ESC. 1 / 20

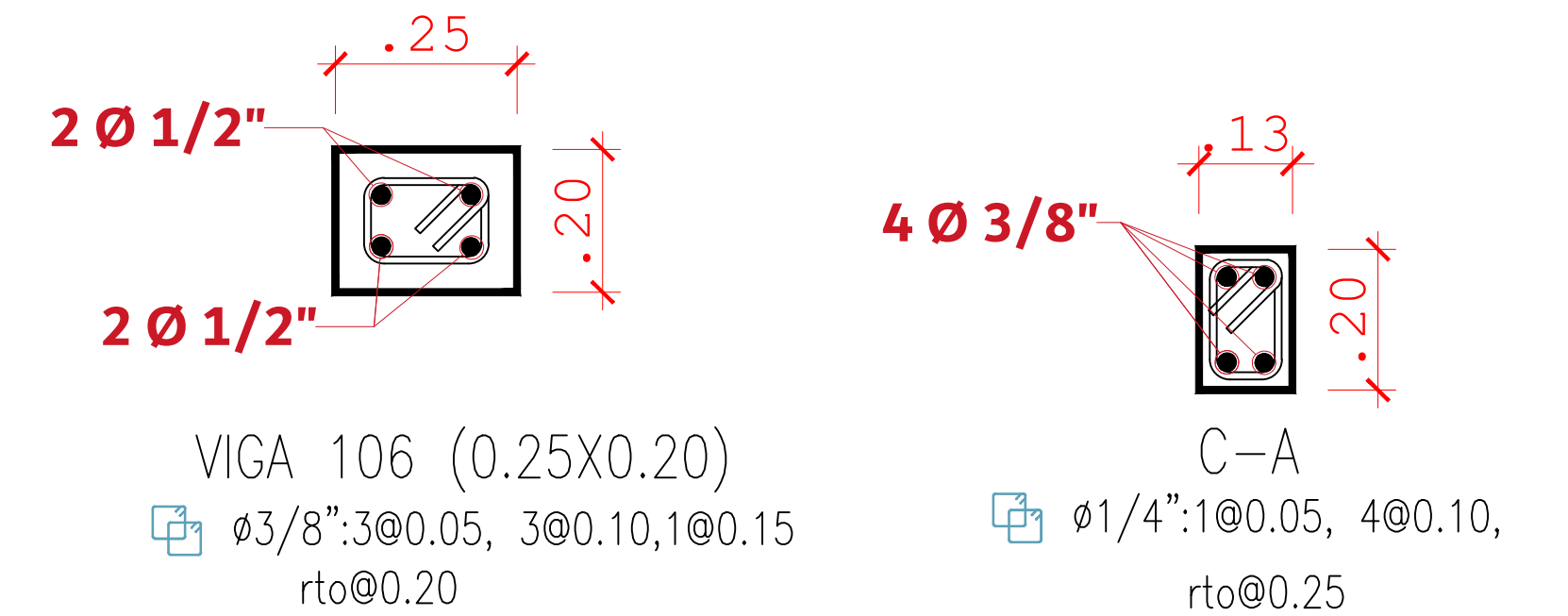


DETALLE DE ARMADO DE PLACA-01
ESC. 1 / 15

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE	
SOLADO	: C/H 1:12 + 30% P.M.
CIMENTO CORRIDO	: C/H 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.
SOBRECIMIENTO	: C/H 1:8 + 25% P.M.
FALSO PISO	: C/H 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	: f _c = 210 kg/cm ²
COLUMNAS	: f _c = 210 kg/cm ²
VIGAS PERALTADAS-CHATAS	: f _c = 210 kg/cm ²
PLACAS	: f _c = 210 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	: f _y = 4,200 kg/cm ²
RECUBRIMIENTO	
ZAPATAS CORRIDAS	: 7.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION	: 7.5 cm
COLUMNAS	: 4.0 cm
VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
COLUMNETAS Y VIGAS CHATAS	: 2.5 cm
ESCALERA	: 2.5 cm
LOSA ALIGERADA/PLACAS	: 2.0 cm
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	
a. TIPO	: ZAPATAS AISLADAS
b. ESTRADO DE APOYO	: GRAVA MAL GRADUADA (GP)
c. NIVEL FREÁTICO	: NO
PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN	
a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	: 1.80 m
b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	: 1.35 kg/cm ²
c. FACTOR DE SEGURIDAD	: 3
e. NORMAS Y REGLAMENTOS	: Norma Técnica E-020- Cargas * Norma Técnica E-030- Diseño Sismo Resistente * Norma Técnica E-050- Suelos y Cimentación * Norma Técnica E-080- Concreto Armado
CARGAS DE DISEÑO	
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	: 2400 kg/m ³
ACABADOS	: 100 kg/m ²
TABICQUERIA MOVIL	: 150 kg/m ²
PESO LOSA ALIGERADA e=20cm	: 300 kg/m ²
CARGA VIVA	: 200 kg/m ²
CARGA VIVA DE TECHO	: 30 kg/m ²
CARGA DE NIEVE	: 40 kg/m ²
PARÁMETROS SÍSMICOS	
- FACTOR DE SONA (Z)	: Z = 0.25 (ZONA 2: YANACANCHA)
- FACTOR DE USO (U)	: U = 1.00 (EDIF. COMUNES)
- FACTOR DE SUELO (S)	: S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)
- PERIODO (Tp)	: Tp = 0.6
- SISTEMA ESTRUCTURAL EN X	: Rx = 8 (APORTICADO)
- SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y	: Ry = 6 (MURIS ESTRUCTURALES)
- ACCELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (G)	: G = 9.81 m/s ²
DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X	: Δ = 0.00636 < 0.007
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y	: Δ = 0.00323 < 0.007



DETALLE COLUMNAS
ESC: 1/10



**DETALLE DE VIGAS
V-104**
ESC: 1/10

DETALLE COLUMNETA
ESC: 1/10

	Proyecto: Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha, Pasco - 2024	
	Plano:	VIGAS, COLUMNAS Y PLACA
	Asesor:	Dr. ZAVALETA SANCHEZ Eleuterio Andrés
	Testistas:	Fredy Ruben CASTAÑEDA CALZADA Charlys Dolly VILLANUEVA TEMPLADERA
Especialidad : ESTRUCTURAS- DETALLE DE VIGAS, COLUMNA Y PLACA	Loc.:	SAN JUAN
	Dist.:	YANACANCHA
Escala : INDICADA	Fecha :	MAYO- 2025
	Dpto.:	PASCO
N° Lamina:		01

Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
TITULO: Comparación entre análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha - Pasco – 2024.				
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES DIMENSIONES	DISEÑO METODOLOGICO
GENERAL			INDEPENDIENTE	
¿Cuál es la diferencia entre el análisis sísmico estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos, Yanacancha - Pasco – 2024?	Comparar el análisis sísmico estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos en el distrito de Yanacancha Pasco – 2024.	Al comparar el análisis estático no lineal y lineal basado en el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos se demostró que el análisis estático no lineal calcula y verifica sísmicamente el estado de la estructura calculada con mayor precisión que el análisis estático lineal, en el distrito de Yanacancha, Pasco – 2024.	Análisis estático no lineal y lineal Carga no lineal gravitacional Patrón de cargas laterales Rotulas plásticas Curva de capacidad	1. Tipo de investigación - En razón de los propósitos de la investigación: Investigación aplicada - En razón al nivel de la investigación: Investigación Aplicativa 2. Método de investigación Método de la investigación específica: Analítico 3. Diseño de investigación: Diseño no experimental 4. Enfoque de investigación: Cuantitativo
ESPECIFICO			DEPENDIENTE	Población Edificio de 10 pisos Muestra Edificio de 10 pisos
¿Cuál es el desempeño sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024?	Calcular el desempeño sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.	Calculado el desempeño sísmico de la edificación de 10 pisos aplicando el estudio sísmico estático no lineal se demostró que los cálculos previos para el diseño de la estructura que fueron calculadas a partir del análisis estático lineal fueron datos asumidos inexactos, Yanacancha - Pasco – 2024.	Desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos Niveles de desempeño	
¿Como se comporta sísmicamente el edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático lineal, Yanacancha - Pasco – 2024?	Determinar el comportamiento sísmico del edificio de 10 pisos al aplicar el análisis sísmico estático lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.	Al verificar el comportamiento sísmico en base al análisis estático lineal y sus respectivos parámetros sísmicos se constató un buen comportamiento sísmico, Yanacancha - Pasco – 2024.		
¿Cuál de estos tipos de análisis sísmico nos dará una estructura más eficiente y segura ante un sismo de diseño, Yanacancha - Pasco – 2024?	Demostrar el tipo de análisis sísmico que brindara una estructura más eficiente y segura antes un sismo de diseño, Yanacancha - Pasco – 2024	Se demostró que el tipo de análisis sísmico que brindara una estructura más eficiente y segura estructuralmente ante solicitaciones sísmicas es el análisis estático no lineal, Yanacancha - Pasco – 2024.		