FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

"ANÁLISIS DEL MÉTODO "MODAL PUSH-OVER" Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE EDIFICACIONES MAYORES A 7 PISOS DE CONCRETO ARMADO EN PIMENTEL"

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. Heredia Silva, Irvin Omar

ASESOR:

Ing. Miguel Castope Camacho

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Evaluación y Diseño de Construcciones Sostenibles

PRIORIDAD:

Ingeniería Estructural y Sismo Resistente

CHICLAYO – PERÚ

2020

Página del Jurado

_____

Presidente

_____

Secretario

_____

Vocal

Dedicatoria

A mis padres, quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía, de no temer las adversidades porque Dios está conmigo siempre.

A mi hermano, por su cariño y apoyo incondicional, durante todo este proceso, por estar conmigo en todo momento gracias.

A mi enamorada una persona especial que estuvo apoyándome en largas amanecidas para terminar satisfactoria mi proyecto.

A toda mi familia porque con sus oraciones, consejos y palabras de aliento hicieron de mí una mejor persona y de una u otra forma me acompañan en todos mis sueños y metas.

Irvin Omar Heredia Silva

Agradecimiento

Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien con su bendición llena siempre mi vida y a toda mi familia por estar siempre presentes.

Mi profundo agradecimiento a todas las autoridades y personal de la Universidad Particular de Chiclayo, por confiar en mí, abrirme las puertas y permitirme realizar todo el proceso investigativo dentro de su establecimiento educativo.

De igual manera mi agradecimiento a mis profesores, quienes con la enseñanza de sus valiosos conocimientos hicieron que pueda crecer día a día como profesional, gracias a cada uno de ustedes por su paciencia, dedicación, apoyo incondicional y amistad.

Declaratoria de Autenticidad

Yo, **Heredia Silva Irvin Omar**, adscrito a la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Ingeniería y Arte y Diseño de la Universidad Particular de Chiclayo, identificado con **DNI N° 72841146,** con tesis titulada "Análisis del método modal push-over y su incidencia en el cálculo de edificaciones mayores a 7 pisos de concreto armado en Pimentel".

Declaro bajo juramento que:

1) La tesis es de mi autoría.
2) He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no h sido plagiada ni total ni parcialmente.
3) La tesis no ha sido auto plagiada; es decir no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), plagio (información sin citar autores), auto plagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normativa vigente de la Universidad Particular de Chiclayo.

Pimentel, 16 de noviembre del 2019

Bach. Heredia Silva Irvin Omar

DNI N° 72841146

Presentación

Señores Miembros del Jurado:

La presente investigación titulada “Análisis del método modal push-over y su incidencia en el cálculo de edificaciones mayores a 7 pisos de concreto armado en Pimentel” se pone a consideración de los señores miembros del Jurado Calificador en cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Particular de Chiclayo, y para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

La información se ha estructurado en nueve capítulos teniendo en cuenta el esquema de investigación sugerido por la universidad.

En el capítulo I se ha considerado la introducción de la investigación. En el capítulo II se registra la base teórica. En el capítulo III se presenta el marco metodológico. En el capítulo IV se muestran los resultados a partir del procesamiento de la información recogida. En el capítulo V se considera la discusión de los resultados. En el capítulo VI se recogen las conclusiones. En el capítulo VII se presentan las recomendaciones. En el capítulo VIII se consideran las referencias bibliográficas; y por último en el capítulo IX se presentan los anexos de la investigación.

El Autor.

Índice

Página del Jurado ii
Dedicatoria iii
Agradecimiento iv
Declaratoria de Autenticidad v
Presentación vi
Índice vii
Resumen xiii
Abstract xiv
I. INTRODUCCIÓN 15
1.1. Realidad Problemática 15
1.2. Formulación del problema 19
1.3. Hipótesis 19
1.4. Objetivos 19
1.4.1. General 19
1.4.2. Específicos 19
II. BASES TEÓRICAS 20
2.1. Antecedentes 20
2.2. Marco Teórico 25
2.2.1. Variable dependiente 25
2.2.2. Variable independiente 32
2.3. Definición de Términos 38
III. MARCO METODOLÓGICO 41
3.1. Identificación de Variables 41
3.2. Operacionalización de variables 42
3.3. Metodología 43
3.4. Tipo de Estudio 43
3.5. Diseño 43
3.6. Población, Muestra y Muestreo. 44
3.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos 44
3.8. Método de Análisis de Datos 45
3.9. Aspectos Éticos 45
IV. RESULTADOS 47

4.1. Descripción del Modelo 47
4.2. Características de los materiales 47
4.3. Elementos estructurales 51
4.4. Análisis estructural 53
4.5. Periodos de vibración 56
4.6. Control de Distorsiones 58
4.7. Fuerza Cortante 58
4.8. Cargas horizontales incrementales 59
4.9. Casos de carga no lineales 59
4.10. Asignación de Rótulas plásticas 63
Modelamiento de Vigas 64
Modelamiento de Columnas 65
Modelamiento de Placas 65
V. DISCUSIÓN 67
5.1. Curva de Capacidad 67
5.2. Punto de desempeño 69
5.3. Nivel de desempeño 71
VI. CONCLUSIONES 73
VII. RECOMENDACIONES 74
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 75
IX. ANEXOS 79
ANEXO 01: PROCESAMIENTO DEL MODELO INICIAL EN ETABS 79
ANEXO 02: PROCESAMIENTO DEL MODELO MEJORADO 93
ANEXO 04: EXCEL APLICATIVO Y PLANOS 121

Índice de Tablas

Tabla 1: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño 27
Tabla 2: Nivel de desempeño para elementos estructurales 28
Tabla 3: Nivel de desempeño para elementos no estructurales 29
Tabla 4: Nivel de desempeño de la edificación 30
Tabla 5: Diferencia entre análisis Pushover y Espectro de respuesta 34
Tabla 6: Operacionalización de variables 42
Tabla 7: Modos de vibración 57
Tabla 8: Distorsiones máximas por piso 58
Tabla 9: Fuerza cortante basal 59
Tabla 10: Fuerza cortante estática lateral equivalente 59
Tabla 11: Parámetros No Lineales 63
Tabla 12: Base Shear vs Monitored Displacement X-X 68
Tabla 13: Base Shear vs Monitored Displacement Y-Y 69
Tabla 14: Demanda sísmica 71

Índice de Figuras

Figura 1: Propiedades del concreto sin confinar 48
Figura 2: Diagrama esfuerzo deformación del concreto sin confinar 48
Figura 3: Propiedades del concreto confinado 49
Figura 4: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado 49
Figura 5: Propiedades del acero de refuerzo 50
Figura 6: Diagrama esfuerzo deformación del acero 50
Figura 7: Modelado del edificio 53
Figura 8: Peso sismico del edificio 54
Figura 9: Espectro de respuesta Norma E.030 55
Figura 10: Carga espectro de respuesta QX 55
Figura 11: Carga espectro de respuesta QY 55
Figura 12: Patrón de cargas 56
Figura 13: Conversión de carga muerta en carga estática no lineal 56
Figura 14: Carga Gravitacional no lineal CGNL 60
Figura 15: Carga no lineal AENL 61
Figura 16: Asignación de control del desplazamiento 62
Figura 17: Asignación de multíplies estados 62
Figura 18: Parámetros para la asignación automática de rótulas a las vigas 64
Figura 19: Parámetros para la asignación automática de rótulas a las columnas 65
Figura 20: Definición del armado y la no linealidad para el muro 66
Figura 21: Definición de propiedades del muro en Layer 66
Figura 22: Curva de capacidad de la estructura dirección X 67
Figura 23: Curva de capacidad de la estructura dirección Y 68
Figura 24: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio dirección X 70
Figura 25: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio dirección Y 70
Figura 26: Ejemplo de respuesta de rótula plástica en viga B1 piso 12 direc. X 71

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1:Modelo 1er. al 10mo. piso..... 79
Ilustración 2: Modelo Terraza..... 80
Ilustración 3:Modelo 3D. 81
Ilustración 4: Definir el material concreto 210. 82
Ilustración 5: Definir el material concreto 280. 82
Ilustración 6: Definir el material acero de refuerzo. 83
Ilustración 7:Definir columna 40*40. 83
Ilustración 8: Definir losa aligerada en 2 direcciones de 20 cm de espesor. 84
Ilustración 9: Definir viga de 30*50. 84
Ilustración 10: Definir placa o muro de corte de 15 cm de espesor. 85
Ilustración 11: Definir función del espectro de respuesta según norma E.030. 85
Ilustración 12: Definir caso modal. 85
Ilustración 13: Definir patrón de cargas. 86
Ilustración 14: Sismo estático en X. 86
Ilustración 15: Sismo estático en Y. 87
Ilustración 16: Definir fuente de masa o peso de la edificación. 87
Ilustración 17: Casos de carga. 87
Ilustración 18: Sismo dinámico en X. 88
Ilustración 19: Sismo dinámico en Y. 88
Ilustración 20: Combinación de cargas. 88
Ilustración 21: Definir valor de cargas en losas. 90
Ilustración 22: Ejecutar análisis. 90
Ilustración 23:Resultado obtenido en análisis. 91
Ilustración 24: Resultados de derivas. 92
Ilustración 25: Modelo 1er. al 10mo. Piso. 93
Ilustración 26: Modelo Terraza. 94
Ilustración 27: Columnas de 30x65. 95
Ilustración 28: Columnas Tee. 95
Ilustración 29: Vigas 30x60. 96
Ilustración 30: Placas o muros de corte de 30 cm de espesor. 96
Ilustración 31: Losa aligerada en dos direcciones de 25 cm de espesor. 96
Ilustración 32: Definir función del espectro de respuesta según norma E.030. 97
Ilustración 33: Definir caso modal. 97
Ilustración 34: Definir patrón de cargas. 97
Ilustración 35: Sismo estático en X. 98

Ilustración 36: Sismo estático en Y. 98
Ilustración 37: Definir fuente de masa o peso de la edificación. 98
Ilustración 38: Casos de carga. 98
Ilustración 39: Sismo dinámico en X. 99
Ilustración 40: Sismo dinámico en Y. 99
Ilustración 41: Combinación de cargas. 99
Ilustración 42: U1 = 1.4 CM + 1.7 CV. 100
Ilustración 43: U2 = 1.25 (CM + CV) + CS. 100
Ilustración 44: U3 = 1.25 (CM + CV) - CS. 101
Ilustración 45: U4 = 0.9 CM + CS. 101
Ilustración 46: U5 = 0.9 CM – CS. 101
Ilustración 47: ENV = U1 + U2 + U3 + U4 + U5. 101
Ilustración 48: Definir valor de cargas en losas. 102
Ilustración 49: Definir código de diseño en concreto según Norma E.060. 102
Ilustración 50: Ejecutar análisis. 103
Ilustración 51: Resultados de las derivas. 104
Ilustración 52: Modos de vibración. 105
Ilustración 53: Carga sísmica horizontal equivalente. 106
Ilustración 54: Cargas no lineales CGNL y AENL. 107
Ilustración 55: Carga CGNL. 107
Ilustración 56: Carga AENL-X. 108
Ilustración 57: Carga AENL-Y. 109
Ilustración 58: Asignación de rótulas en vigas. 111
Ilustración 59: Asignación de rótulas en columnas. 113
Ilustración 60: Definir material concreto C280 sin confinar. 115
Ilustración 61: Definir placa P30L tipo layered. 116
Ilustración 62: Asignación de rótulas en placas P30L. 117
Ilustración 63: Rotulas asignadas en el modelo. 118
Ilustración 64: Elevación eje C. 119
Ilustración 65: Elevación eje F. 120

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo realizar el análisis del método modal Pushover para ver cuál es su incidencia en el cálculo de edificaciones mayores a 7 pisos de concreto armado, tomando como referencia las edificaciones en la ciudad de Pimentel, provincia de Chiclayo.

En la actualidad gran parte de los esfuerzos de la Ingeniería Sísmica están centrados en el desarrollo y la aplicación de métodos de evaluación del comportamiento de estructuras existentes, con la finalidad de identificar el nivel de desempeño de las edificaciones frente a una demanda específica inducida por el sismo.

Se utilizará el programa ETABS 2016, para ello se evaluó un edificio de concreto armado, donde se mostró que mediante el análisis no-lineal estático y dinámico se pueden hallar las zonas “débiles” de la estructura. El análisis por desempeño fue realizado de acuerdo al procedimiento y análisis de resultados presentado por la normas y códigos vigentes, se modificaron diferentes parámetros en el software ETABS, primero se analizaron las edificaciones en el rango elástico y luego mediante este software se analizaron en el rango inelástico, mediante el método pushover y el análisis dinámico incremental.

Con estos análisis se pudieron analizar rotulas o zonas en los elementos estructurales del edificio, las cuales, ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir daños y con esto dejar de funcionar. Además, con la aplicación de estas dos metodologías se pudieron conocer las zonas débiles de esta edificación.

Finalmente, de obtuvieron la curva de capacidad y el punto de desempeño permitiéndose comprender los mecanismos de falla que gobiernan la ductilidad y de requerir una mayor ductilidad debe diseñarse el edificio para que las rótulas plásticas ocurran en todos los extremos de las vigas y columnas.

Palabras Clave: Análisis no lineal, Desempeño, Capacidad, Pushover.

Abstract

The purpose of this research is to analyze the modal Pushover method to see what its incidence is in the calculation of buildings greater than 7 floors of reinforced concrete, taking as reference the buildings in the city of Pimentel, province of Chiclayo.

Currently, much of the efforts of Seismic Engineering are focused on the development and application of methods for assessing the behavior of existing structures, in order to identify the level of performance of buildings against a specific demand induced by the earthquake

The ETABS 2016 program will be used. For this purpose, a reinforced concrete building was evaluated, where it was shown that by means of static and dynamic non-linear analysis, the "weak" areas of the structure can be found. The performance analysis was performed according to the procedure and analysis of the results presented by the current standards and codes, different parameters were modified in the ETABS software, the buildings in the elastic range were first analyzed and then through this software they were analyzed in the range inelastic, using the pushover method and incremental dynamic analysis.

With these analyzes, it was possible to analyze signs or zones in the structural elements of the building, which, in the event of an earthquake, could cause damage and thus cease to function. In addition, with the application of these two methodologies, the weak areas of this building could be known.

Finally, the capacity curve and the performance point were obtained, allowing the understanding of the failure mechanisms that govern ductility and of requiring greater ductility, the building must be designed so that the plastic ball joints occur at all the ends of the beams and columns.

Keywords: Nonlinear analysis, Performance, Capacity, Pushover.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

A Nivel Internacional

En Ecuador, La Cámara de la Construcción de Cuenca (CCC) tras un estudio advierte que es necesario reforzar las estructuras de los cuatro puentes que están en la vía Cuenca-Azogues-Biblián, en el sector de Nulti. Son dos en cada carril. A esta recomendación, dirigida al Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), también se unen dos gremios más: el Colegio de Ingenieros Civiles del Azuay (CICA) y el Colegio de Arquitectos del Azuay (CAA). Según Cristina García, presidenta de la CCC, explicó que estas plataformas, que tienen unos 70 m de longitud cada una, fueron construidas en 2008 y actualmente muestra deformaciones (Sánchez, 2019).

Marcelo Tamariz, ingeniero civil y especialista en análisis de estructuras, recomienda un análisis conocido como pushover de los puentes en la vía Cuenca-Azogues-Biblián, en el sector de Nulti. Explicó que esto consiste en hacer una simulación de desplazamiento de las las estructuras de acuerdo a las fuerzas sísmicas, con lo que se puede obtener información de probables daños. Tamariz explicó asimismo que es necesario determinar si los apuntamientos en la construcción de estas plataformas fueron ineficientes lo que pudo haber generado un incremento en las tensiones y deformaciones en las vigas (Sánchez, 2019).

En Indonesia, el profesor del Instituto de Tecnología de Bandung (ITB), Indra Djati dijo que Indonesia es conocida como el país que tiene más volcanes y el área de reunión de las tres placas tectónicas más grandes del mundo. Explicó que, en el desarrollo de infraestructura, el mapeo de áreas de terremotos es una de las referencias en la planificación del desarrollo. La tendencia a encontrar nuevas fallas ha hecho que la consideración en el desarrollo sea aún más difícil. "No podemos predecir cuándo, dónde, la magnitud y la magnitud del terremoto ocurrirá. Por lo tanto, con un enfoque de probabilidad y confiabilidad que varía la magnitud del terremoto, el desarrollo puede planificarse con límites seguros o niveles de riesgo aceptables por debajo del 1% de acuerdo con el Estándar Nacional de Indonesia (SNI) para la antigüedad del edificio de 50 años", indicó (Taufik, 2018).

Indra manifestó que el uso del Mapa de Peligro de Terremoto y el Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico (PSHA) en la planificación de la construcción de edificios súper altos es muy necesario. Su función es de información para determinar las fuerzas

básicas de corte por terremoto que actúan sobre la base del edificio y determinar el coeficiente de corte (Cs) (Taufik, 2018).

Reveló la existencia de una relación entre la fuerza lateral, la similitud del movimiento del edificio y el diseño basado en el rendimiento. Las fuerzas laterales son fuerzas que trabajan horizontalmente en un edificio cuando son golpeadas por un terremoto. El cálculo de las fuerzas laterales implica rigidez estructural y deformación. Si bien la ecuación del movimiento del edificio se calcula considerando la masa, la atenuación, la rigidez estructural y la aceleración de la tierra debido al terremoto. "El análisis de empuje o análisis pushover para determinar el comportamiento del colapso estructural tampoco puede reflejar el comportamiento de los edificios para resistir terremotos" agregó (Taufik, 2018).

"La entrada del movimiento del suelo se puede buscar a través de la investigación y la medición del campo, y luego los dos datos se comparan para lograr resultados óptimos. Cuanto mayor sea el cálculo del movimiento del suelo, la probabilidad es mayor, de modo que la función de densidad de probabilidad de la capacidad se conoce como la función de fragilidad", aseveró (Taufik, 2018).

Este estudio se llevó a cabo para llevar a cabo un análisis pushover inelástico de edificios con diferentes sistemas de losas, como losas soportadas por bordes y losas de columnas con ETABS. Los resultados analíticos se obtienen de edificios que tienen losas soportadas por bordes en comparación con los mismos que tienen losas soportadas por columnas y también para realizar un estudio paramétrico sobre la resistencia lateral de los edificios con diferente relación de aspecto (Arifujjaman, 2015).

A Nivel Nacional

En un estudio en la ciudad de Puno, se manifiesta que en la actualidad la mayoría de los diseños estructurales de edificios de concreto armado se realiza por el método del análisis lineal elástico, aunque establecido en el reglamento nacional de edificaciones no considera una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento de la estructura, dando respuestas que imprecisan de la realidad. Por otro lado, la acción sísmica que se presenta en la naturaleza es a través de cargas dinámicas, por lo que la ingeniería ha desarrollado más metodologías de Análisis no lineal, con el fin de conocer su comportamiento más acertado y obtener mejor respuesta (Esteba Apaza, 2017).

Asimismo, desarrolló a cabo el análisis y diseño de una edificación de siete niveles con un área de 376 m2, en el distrito y provincia de Puno, Perú. Iniciando con un análisis y

diseño elástico Lineal, establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones, considerando las derivas de piso, diseño de secciones y acero, luego se desarrolló dos metodologías de análisis no lineal, para su interpretación y respuesta frente a eventos sísmicos. La primera como un evento estático, cargas aplicadas a una estructura de manera monotónica, el cual es denominado Análisis Estático no Lineal (Push-Over), a fin de determinar el nivel de desempeño de la estructura. Y la segunda metodología, como un evento de naturaleza dinámica, conocido como Análisis Dinámico no lineal, con el objetivo de conocer un comportamiento más detallado, el cual permitió conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación a través del tiempo. En ambos métodos no lineales se demandó una base física rigurosa y un gran esfuerzo computaciona. (Esteba Apaza, 2017).

De los resultados, se observó que para un análisis estático no lineal el punto de desempeño de la estructura tuvo un desplazamiento de 4.46 cm en el nivel de desempeño estructural en IO (ocupación inmediata) y para el análisis dinámico no lineal una deformación de 0.001 dentro del nivel IO (ocupación inmediata), catalogando como un análisis de diseño muy conservador. Así mismo se propuso la reducción de dimensiones a la estructura para un análisis estático no lineal resultando un punto de desempeño con desplazamiento de 5.27cm y encontrándose en el nivel de IO inmediata, difiriendo del 18% respecto a la estructura inicial. Concluyendo que el análisis no lineal determina el nivel de desempeño de la estructura (Esteba Apaza, 2017).

En el I Congreso Internacional de Estructuras de Edificación COINESED 2017, el Ing.Carlos Córdova Rojas manifestó que “para propiciar las fallas dúctiles se debe respetar los requerimientos establecidos en los diferentes códigos, tanto para el armado del elemento (longitudinal y transversal) así como los criterios de viga débil columna fuerte, etc. El análisis estático no lineal o Pushover es un método de análisis que sirve para verificar la capacidad de la estructura, el mecanismo de formación de rotulas plásticas y el desempeño de dicha estructura y no para propiciar las fallas dúctiles” (Córdova Rojas, 2017).

Si los requerimientos arquitectónicos nos exigen tantos pisos blandos se debe rigidizar los elementos del piso destinado a estacionamientos, sobre todo del primer piso, ya sea incrementando las secciones de las columnas, vigas, proyectar cartelas, etc. Se debe conseguir al menos que la rigidez del piso inferior no sea menor que el 70% de la rigidez del piso superior. En sótanos no es muy problemático la irregularidad de piso blando, ya que son entrepisos que se encuentran confinados, el mayor problema se presenta en los pisos a partir del nivel del terreno (Córdova Rojas, 2017).

De acuerdo a lo indicado por el Ing. Eliud Hernández, los mapas de zonificación sísmica, en la mayoría de los países, tienen un período de retorno de 475 años correspondientes a sismos muy intensos, a través de los cuales se elaboran los espectros de respuesta elásticos, tomando en cuenta el tipo de suelo, tipo de estructura y nivel de importancia. El uso de un espectro de respuesta elástico implica diseñar las estructuras para que soporten estos sismos intensos sin ningún daño, lo cual es muy costoso y poco conveniente en el desarrollo de proyectos, por las dimensiones resultantes de los miembros resistentes (Padrino, 2018).

Considerando la baja probabilidad de que ocurran estos sismos intensos durante la vida útil de la estructura, las normas proponen el uso de un espectro de diseño inelástico, aplicando una reducción de las fuerzas sísmicas, asumiendo que la misma superará su rango elástico y disipará energía, para lo cual se requerirá que sea dúctil (Padrino, 2018).

El espectro de diseño inelástico se obtiene de forma directa aplicando un factor de reducción, conocido como factor “R”, al espectro de respuesta elástico. Las normas proponen valores máximos del factor “R” en función al sistema estructural. Es de destacar que los códigos vigentes no atienden con suficiente claridad el verdadero valor del factor “R” que debe ser asignado a una estructura en particular, sino que generaliza los valores correspondientes por grupos de sistemas estructurales. Los coeficientes que se sugieren provienen exclusivamente de la experiencia y poseen muy poco rigor cuantitativo, pudiendo llevar a sobre-estimar o reducir excesivamente las cargas sísmicas de diseño (Padrino, 2018).

A Nivel Local

Las normas de edificaciones del Perú y la mayoría de las normas del mundo están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica. Por esta razón es necesario estudiar el desempeño sísmico de nuestras edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica. Al momento que se presenta una edificación diseñada o existente, la cual necesita de una revisión de sus elementos estructurales y no estructurales es una alternativa realizar un Análisis No Lineal Estático, el cual es menos complejo que un análisis No lineal Dinámico, con ello se podrá observar los posibles puntos de falla de la estructura, observando su capacidad de resistencia ante varios tipos de amenaza externa y con ello asegurar la vida de las personas (Barboza Estela, 2018).

Ya que las normas de edificaciones del Perú y la mayoría de las normas del mundo están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica y además el

modelamiento estructural solo se considera parámetros lineales. Partiendo de estas concepciones, se engloban aquellas metodologías según las cuales, los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones de la FEMA-356 y las propuestas del ATC-40. Aunque ambas propuestas difieren en detalles, se fundamentan en los mismos conceptos (Barboza Estela, 2018).

1.2. Formulación del problema

¿Qué incidencia presenta la aplicación del análisis del método Push-Over en el cálculo de edificaciones mayores a 7 pisos de concreto armado en Pimentel?

1.3. Hipótesis

La aplicación del método Modal Pushover nos permite determinar su incidencia en el desempeño sísmico de edificaciones de concreto armado mayores a 7 pisos en Pimentel.

1.4. Objetivos

1.4.1. General

Realizar el análisis del método “modal Pushover” para ver cuál es su incidencia en el cálculo de edificaciones mayores a 7 pisos de concreto armado en Pimentel.

1.4.2. Específicos

- Definir de qué se trata el método “Modal Pushover”.
- Usar el programa de cómputo ETABS para el análisis del método “Modal Pushover”.
- Aplicar el procedimiento adecuado para la utilización de la herramienta computacional “Modal Pushover”.
- Aplicar el análisis “Modal Pushover” como herramienta para la determinación del desempeño sísmico de edificaciones de concreto armado.
- Analizar qué tipo de resultados se obtendrán con el método “Modal Pushover”.

II. BASES TEÓRICAS

2.1. Antecedentes

A Nivel Internacional

Gonzáles Torres (2018), en su trabajo de investigación de grado de maestría, en la Universidad Técnica de Valencia, titulado ***"Análisis estático no lineal (pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10)"*** cuyo objetivo fue comprender la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de un proyecto típico de estructuras con un sistema de pórticos en hormigón armado, tomando los diferentes criterios de ductilidad definidos por NSR-10 que son capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI), capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO) y capacidad Especial de Disipación de energía (DES). Se diseña la estructura cumpliendo con cada uno de los requerimientos sísmicos en las zonas de confinamiento de la estructura y se hace un análisis comparativo de costos en cada uno de los casos incluyendo un modelo inicial donde no se considera sismo (cargas gravitacionales + viento). Finalmente, se calcula por medio del Análisis no lineal estático de plastificación progresiva (PUSH-OVER) el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura en cada uno de los modelos y se hace una comparación con los valores definidos para cada uno de los niveles de ductilidad por la NSR-10 que fueron los utilizados para la reducción de cargas sísmicas en el diseño estructural.

Al ver los resultados obtenidos después del análisis de PUSH-OVER se puede concluir que las rotulas plásticas en general se presentan en las plantas inferiores, lo que lleva a pensar que, aunque por normativa se debe reforzar la estructura cumpliendo con todos los requerimientos sísmicos en todos los elementos, en realidad con este tipo análisis se puede localizar estos detalles y reducir costos al solo reforzar donde se requiere.

Sinisterra Bonilla (2017), en su trabajo de investigación de grado de maestría, en la Pontificia Universidad Javeriana de Cali, titulado ***"Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórtico de concreto reforzado diseñado bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.R.S.R 84"***, cuyo objetivo fue determinar el nivel de desempeño sísmico de edificaciones en pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos (PRM), por el método de espectro de capacidad, y que hayan sido diseñadas bajo el código CCCSR-84, se

realizó un análisis del desempeño sísmico, por el método del espectro de capacidad para edificios de pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma CCCSR-84; procedimiento que permitió elaborar las curvas de capacidad y obtener los espectros de demanda sísmica y puntos de desempeño para los suelos C, D y E de la NSR-10. También se usaron los espectros del mapa de microzonificación sísmica de Santiago de Calo.

Se pudo determinar que para un suelo tipo S2, de la CCCSR-84, los edificios se mantienen en el nivel de seguridad de vida (LS); para el suelo tipo C, de la NSR-10, los edificios alcanzaron niveles de desempeño en los rangos de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS); de otro lado, para el suelo tipo D, de la NSR-10, los edificios alcanzaron niveles de desempeño en los rangos de prevención del colapso (CP) y seguridad de vida (LS); para el suelo tipo E, de la NSR-10, ningún edificio alcanzó el nivel de desempeño. Para los espectros de microzonificación sísmica de Santiago de Cali, los edificios alcanzaron niveles de desempeño en los rangos de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS).

La investigación permite concluir que muchas de las edificaciones construidas bajo la norma CCCSR-84 y que no han sido intervenidas, ni actualizadas a la norma NSR-10, podrían estar incursionando en el rango no lineal, durante la ocurrencia de un sismo moderado a severo, y presentar posibles fallas en sus elementos estructurales. Se recomienda aplicar el procedimiento de análisis no-lineal en sistemas estructurales como edificios en mampostería, pórticos de acero, muros de cortante o sistemas combinados, que hayan sido diseñados antes de la vigencia de la norma NSR-10.

Duarte, Martínez & Santamaría (2017), en su trabajo de investigación de pregrado, en la Universidad de El Salvador, titulado ***"Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad de El Salvador"*** cuyo objetivo fue la aplicación del método de análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de el Salvador, el cual a lo largo de su vida útil se ha visto sometido a diversos eventos sísmicos que pudieron haber puesto en riesgo a los ocupantes de la estructura. Para la evaluación estructural, se implementó un Análisis Estático No Lineal (pushover) que permita predecir la respuesta estructural ante la acción de cargas sísmicas.

Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de

análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable debido a que en este tipo de análisis la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simuladores). Por tal razón resulta mejor implementar un análisis estático no lineal, que permita comprender de una manera aproximada de qué forma trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

A Nivel Nacional

Fuentes Rivera (2018), en su trabajo de investigación de pregrado, en la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, titulado ***"Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal Pushover"***, cuyo objetivo fue mostrar y evaluar el desempeño sísmico empleando un análisis estático no lineal "Pushover" de un edificio de concreto armado de cinco pisos de acuerdo a la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030, que consiste en determinar la curva de capacidad de la estructura aplicando la técnica del "Pushover", aplicando patrones predeterminados de cargas laterales a la estructura, estas cargas laterales se aplican en forma estática y se incrementan paso a paso hasta que se alcance el desplazamiento de comportamiento en un punto característico, en este caso en el techo del edificio, demandado por el sismo ó hasta que la estructura presente un mecanismo de falla.

El análisis no lineal de la estructura estudiada nos indica que las articulaciones plásticas no están presentes en todas las vigas y columnas al mismo tiempo. El desarrollo de éstas tiende a ser desde abajo abarcando unos cuantos pisos a la vez, lo cual evidencia mientras más pisos tenga el edificio los elementos superiores difícilmente entrarían a un rango no lineal, puesto que la estructura se hace más flexible en comparación con los edificios bajos.

El desempeño sismorresistente de la estructura con un sistema estructural dual, destinado para departamentos en la ciudad de lima, debido a un sismo severo o sismo de diseño (sismo con 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) y un sismo máximo esperado en la vida útil de la estructura (sismo con 5% de probabilidad de ocurrencia en 50 años), se obtuvo un nivel de desempeño de seguridad de vida y estabilidad estructural, el cual cumple con la propuesta del código ATC 40 (1996), lo que indica que se protege la seguridad de la vida humana, sin embargo existirán grandes pérdidas económicas. Los

resultados del análisis de desempeño muestran que, para un sismo de servicio, de ocurrencia frecuente (sismo con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años), de manera que pueda ocurrir varias veces durante la vida útil. La edificación tendría pequeñas incursiones inelásticas.

El autor recomienda que el análisis lineal-elástico, debe considerarse para elaborar un diseño estructural como un primer paso, ya que esta metodología presenta limitaciones que no lo hacen compatible con la teoría empleada, ya que se espera el daño de la estructura en incursiones inelásticas, por lo que debe ser verificado mediante procedimientos que se basen en parámetros diferentes a los considerados en el análisis lineal, como los procedimientos no lineales, para poder así saber con una mayor aproximación la respuesta real estructural ante una demanda. El desempeño sísmico de la estructura de estudio, no solamente se centra en predecir si la estructura colapsará o no cuando este se encuentre sometido a un sismo relativamente máximo; sino en brindar al diseñador o ingeniero estructural y al cliente los límites aceptables para cada nivel de peligro que pueda tener la estructura en toda su vida útil.

Carpio Díaz (2017), en su trabajo de investigación de pregrado, en la Universidad César Vallejo, titulado ***"Análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui, Junín en el 2017"***, cuyo objetivo fue diseñar y verificar el desempeño de un edificio aporticado de 3 niveles con y sin aislación sísmica, ubicado en la zona 2, en el distrito de Pichanaqui, provincia de Chanchamayo – Junín, sobre un suelo intermedio. El diseño se realizó de acuerdo a las normas peruanas vigentes. Para la evaluación del desempeño de ambas estructuras se usaron propuestas del Comité Visión 2000 del SEAOC, la normativa ATC-40 y FEMA-440, con sus distintos procedimientos para ver la incursión de una estructura en el rango no lineal y obtener su espectro de capacidad y demanda.

Al realizar el análisis comparativo, se demostró la capacidad del sistema de aislación y la gran capacidad de disipación de energía, además el punto de capacidad de ésta edificación quedó en inmediata ocupación, lo que significa que tiene un excelente desempeño sísmico. Por otro lado, la estructura convencional aporticada también demostró que por medio de los muros de corte se puede obtener un desempeño adecuado, por lo cual es también es efectivo su aplicación, puesto que en los resultados se obtuvo que su capacidad quedaba en el rango de seguridad de vida, por lo que estaría cumpliendo con los estándares para una edificación esencial y obteniendo un desempeño esperado.

Chávez Avila (2017), en su trabajo de investigación de pregrado, en la Universidad Continental, titulado ***"Evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático del modelo I, del bloque A, del hospital Daniel Alcides Carrión, de la provincia de Huancayo, región Junín"***, que fijó como objetivo evaluar el desempeño de la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, de la Provincia de Huancayo, Región Junín, de seis niveles más un sótano, estructurado en base a un sistema dual en ambas direcciones, en dirección longitudinal "X" la planta tiene 7 paños de 7.50 m aproximadamente y en dirección transversal "Y" tiene 2 paños de 4.50 m y uno de 7.20 m; para ello se usó el método de análisis no lineal estático bajo la norma actualizada en enero del 2016 E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Este desempeño se ve expresado en la capacidad que tiene la estructura del Módulo en mención para comportarse ante la demanda de un evento sísmico incursionando en el rango inelástico y respondiendo con un nivel de daños según criterios de aceptación dados por FEMA 356 (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) y ATC 40 (Consejo de Tecnología Aplicada).

Los resultados obtenidos de la evaluación sísmica mediante un análisis no lineal estático, muestra que la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, satisface los objetivos de desempeño, garantizando su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos.

La estructura presenta gran resistencia inicial, lo cual se ve reflejado en la capacidad de resistir grandes desplazamientos en el punto de control (techo) ya que garantiza su funcionabilidad frente a un sismo de servicio, sismo de diseño, como también frente a un sismo máximo, esto en comparación a las modificaciones hechas en la norma actualizada en enero del 2016 E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Al comparar los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis dinámico y del análisis no lineal podemos verificar que para la recomendación de la norma vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones obtenemos una distorsión de 6.40 % y para un sismo máximo una distorsión de 6.80 %, en ambos casos sobrepasan ligeramente el límite establecido por la norma, pero ya se comprobó que el nivel de daño es leve. El Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión como se encuentra actualmente no requiere un reforzamiento estructural, ya que durante su incursión en un evento sísmico presentará daños leves en su capacidad estructural.

A Nivel Local

Delfín Ordóñez (2018), en su trabajo de investigación de pregrado, en la Universidad César Vallejo, titulado ***"Diseño estructural de la institución educativa N°427 del distrito de Jayanca basado en visión 2000 para evaluar el desempeño sísmico"***, cuyo objetivo fue diseñar un sistema estructural utilizando el enfoque de desempeño sísmico, el proyecto está ubicado en Caserío Pan de Azúcar- distrito de Jayanca; el cual se desarrollará a partir de los estudios de mecánica de suelos, topografía posteriormente el pre dimensionamiento de los elementos estructurales para luego modelarlo en el software SAP 2000 v16 y de acuerdo a los parámetros sísmicos normados y los procedimientos Visión 2000 para hallar el nivel de desempeño sísmico.

La aplicación del Método Pushover permitió realizar una contrastación con la forma de diseño de la E-030 y la norma visión 2000 en cuanto al desempeño sísmico de la edificación resultando la estructura cumple un desempeño funcional bajo un sismo raro de la norma E-030 y un desempeño de resguardo de vida bajo un sismo muy raro según la clasificación de visión 2000. En el diseño de las instituciones educativas se recomienda realizar estudios de análisis de desempeño para conocer el comportamiento más probable de la estructura, a fin de que se pueda planificar y mitigar posibles ocurrencias de sismos.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Variable dependiente

Desempeño Sísmico

El concepto y el criterio del desempeño sísmico se encuentran expresados en los documentos FEMA 178 -emitido originalmente para la evaluación sísmica de edificios y con la intención de predecir el tipo de daño que podrían experimentar en eventos futuros-, y en el FEMA 273 que fue reemplazado subsecuentemente por el FEMA -356 -estos dos fueron emitidos para el diseño de la rehabilitación de edificios-. Estos documentos han sido estandarizados por la ASCE / SEI como ASCE 31 y ASCE 41 respectivamente. A diferencia de los códigos prescriptivos como el NZS (New Zeland Standards) de Nueva Zelanda y el UBC (Uniform Building Code) de los Estados Unidos que dictan fuerzas de diseño y requerimientos de detallado de los cuales se asume que, al ser cumplidos, predicen un

comportamiento sísmico adecuado sin garantizar el desempeño del mismo ante eventos de diferente magnitud (Carrillo, 2008).

Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico (ATC-40, 1996).

Expresa la máxima extensión del daño, considerando tanto condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido y ocupantes. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 2002).

Dependiendo de los deseos del propietario de la edificación, existe un amplio rango de requerimientos de desempeño estructural los cuales pueden ser adaptados según los objetivos de rehabilitación requeridos (FEMA, 2000)

Como referencias de niveles de desempeño existen: El Comité VISION 2000–SEAOC y ATC-40 / FEMA 273–356, entre otros. A continuación, se definen los niveles de desempeño de cada uno de ellos:

La propuesta VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes parámetros:

Totalmente Operacional:

Asociado a un nivel de desempeño en el cual no ocurre ningún tipo de daño. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Operacional:

Nivel de desempeño en el cual ocurren algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso ciertos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente

después del evento sísmico, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad:

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del evento sísmico, con lo cual, es posible que sea preciso proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea factible y se justifique desde un punto de vista económico.

Próximo al Colapso:

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. La edificación es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible desde un punto de vista técnico o económico.

La siguiente Tabla resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daños.

Tabla 1: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	**Nivel de Desempeño**	**Descripción de los daños**
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continuan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agriteamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permenece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC, 2002)

Propuesta del ATC-40, FEMA-356

Nivel de desempeño para elementos estructurales:

Estos describen el posible daño sobre los elementos estructurales del edificio. Son cinco los estados de daños, tres los principales y dos intermedios. Los tres principales son: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Los dos rangos intermedios son: daño controlado y seguridad limitada. Los tres estados de daño principales pueden ser utilizados de forma directa para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de las estructuras, mientras que los rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura (Bonett Díaz, 2003).

A continuación, se enuncian los 6 niveles de desempeño. Las iniciales SP significa "Structural Performance".

Tabla 2: Nivel de desempeño para elementos estructurales

Nivel de Desempeño	Descripción de los daños
SP-1 Ocupación Inmediata [Immediate Occupancy, IO]	Los daños son muy limitados. El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado. No existen pérdidas de vidas humanas y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
SP-2 Daño controlado	Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de ocupación y seguridad inmediata. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que se vean afectados ligeramente.
SP-3 Seguridad de vida [Life Safety, LS]	Puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Los daños después del evento sísmico no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Cabe la posibilidad de requerir reparaciones estructurales, siempre y cuando sean viables desde el punto de vista económico.
SP-4 Seguridad limitada	Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad de vida y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.
SP-5 Estabilidad estructural o prevención del colapso [Colapse prevention, CP]	Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han ocurrido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema estructural resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. A pesar de que el sistema de cargas verticales se mantenga funcionando, existe un alto riesgo de que se produzca el colapso debido a posibles réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.
SP-6 No considerado	No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

Fuente: (FEMA, 2000)

Nivel de desempeño para elementos no estructurales:

Estos describen el posible daño sobre los componentes no estructurales. Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza. La abreviación NP significa: "Nonstructural Performance".

Tabla 3: Nivel de desempeño para elementos no estructurales

Nivel de Desempeño	**Descripción de los daños**
NP-A Operacional	Una vez ocurrido el evento sísmico, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio sin daño y funcionando de forma regular. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles, sin que esto comprometa la ocupación de la edificación.
NP-B Ocupación inmediata	Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
NP-C Seguridad	Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados. Puede haber algunos afectados; el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.
NP-D Amenaza reducida	Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas, como, por ejemplo: parapetos y muros exteriores de mampostería. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.
NP-E No considerado	No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

Fuente: (FEMA, 2000)

Nivel de desempeño de la edificación:

Para definir finalmente el nivel de desempeño de la edificación, se revisa la matriz que combina los niveles estructurales y no estructurales descritos de tal forma que juntos definan las posibles variantes para los estados de daño de la edificación, en otras palabras, representen el comportamiento global del edificio. En general el daño esperado debe ser menor al descrito.

Esta tabla más que predicciones precisas muestra estimaciones, y es probable que se encuentren variaciones entre edificaciones con el mismo objetivo de desempeño. La

designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 4: Nivel de desempeño de la edificación

Niveles de desempeño no estructural	**Niveles de desempeño estructural**					
	SP-1	**SP-2**	**SP-3**	**SP-4**	**SP-5**	**SP-6**
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	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 Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: (ATC-40, 1996)

1-A. Operacional:

Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Las reparaciones que son necesarias no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del evento sísmico. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles. Nivel asociado a un estado de funcionalidad.

1-B. Ocupación Inmediata:

Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales, como es el caso de los hospitales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se conservan en funcionamiento los servicios primarios. Aunque puedan ocurrir ciertos daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad de vida:

Se relaciona a un estado de daños correspondiente a una probabilidad de pérdidas humanas prácticamente nula. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico.

Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los componentes no estructurales con posibilidad inclusive de fallo en algún

elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural:

Para este estado de daño el margen del sistema resistente a cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y existen altas posibilidades de fallo debido a réplicas, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales.

No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes. Debido a la alta probabilidad de colapso o falla de componentes no estructurales se exige el desalojo de la edificación (Sánchez M. , 2010)

2.2.2. Variable independiente

Método del análisis estático no lineal (Pushover)

Pushover es un método de análisis estático no lineal en el que una estructura está sujeta a carga por gravedad y un patrón de carga lateral controlado por desplazamiento monotónico que aumenta continuamente a través del comportamiento elástico e inelástico hasta que se alcanza una condición final. La carga lateral puede representar el rango de corte basal inducida por la carga del sismo, y su configuración puede ser proporcional a la distribución de masa a lo largo de la altura del edificio, formas de modo u otro medio práctico.

En este método de análisis, las funciones de fuerzas, expresadas tanto en términos de fuerzas horizontales o desplazamientos, son aplicadas a un sistema estructural resistente a acción lateral. Fuerzas estáticas o desplazamientos son distribuidos a lo largo de toda la altura de la estructura como forma de simular las fuerzas de inercia o sus efectos. Las funciones de fuerzas son incrementadas en intensidad y el análisis pushover termina con la última capacidad correspondiente al estado límite o estado de daño de prevención de colapso. Estas funciones de fuerzas corresponden a uno o más formas de modo de vibración. Si el patrón de función de fuerza se mantiene constante a través del análisis, la metodología se refiere al pushover convencional. Si el patrón de función de fuerza cambia de acuerdo a las formas de modo de vibración de la estructura en el rango inelástico, el método se refiere al pushover adaptativo (Marte Jiménez, 2014).

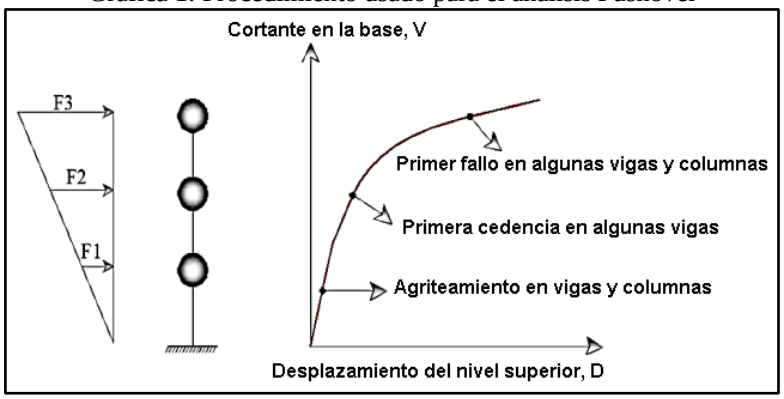
El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelástica. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta en forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro), por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo (Guerra & Ortiz, 2012).

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura. La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura

depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. (Delgadillo, 2005)

La técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada de la cual se conoce el armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estructurales, estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Arévalo & Bermúdez, 2007).

Gráfica 1: Procedimiento usado para el análisis Pushover

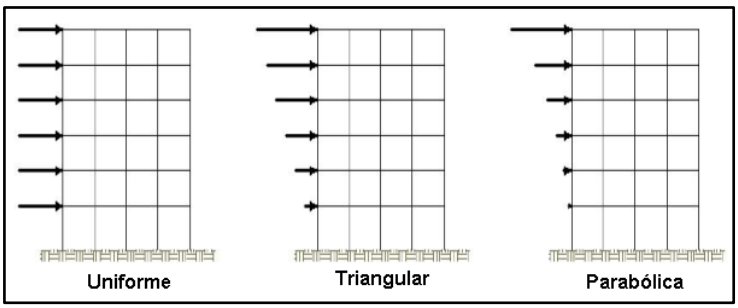


Fuente: (Arévalo & Bermúdez, 2007)

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad. Para determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos del espectro capacidad-demanda, en el que la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intercepción indica el desempeño sísmico de la edificación (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales (puede ser, constante, lineal o parabólica) aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados con ambas distribuciones (Arévalo & Bermúdez, 2007).

Gráfica 2: Patrón de fuerza lateral



Fuente: (Arévalo & Bermúdez, 2007)

Para poder aplicar, primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos, para que luego sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante un sismo o al primer modo de vibración de la estructura.

Diferencia entre el análisis pushover y el método del espectro de respuesta

Tabla 5: Diferencia entre análisis Pushover y Espectro de respuesta

Análisis Pushover	**Análisis Espectro de respuestra**
Análisis estático no lineal simplificado.	Análisis dinámico lineal.
Adecuado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes. Se puede usar también en un nuevo diseño estructural para ver el efecto estático no lineal.	Adecuado para problemas relacionados con el diseño estructural de nuevas estructuras

Fuente: Elaboración propia

Actualmente, hay dos procedimientos de análisis estático no lineal disponibles, uno denominado Método de coeficiente de desplazamiento (DCM), documentado en FEMA-356 y otro Método de capacidad de espectro, documentado en ATC-40 (Consejo de Tecnología Aplicada). Ambos métodos dependen de la variación de deformación de carga lateral obtenida por análisis estático no lineal bajo la carga por gravedad y carga lateral idealizada debido a la acción sísmica.

Rótulas

El punto de acción inelástica del miembro estructural se denomina rótula plástica. En este estado, el miembro estructural empieza a perder fuerza para volver a la posición anterior (como sabemos que la elasticidad ayuda a los miembros a regresar en su posición idéntica / segura / anterior, la plasticidad comienza después de cruzar el límite elástico). Asignamos

rótulas al modelo para observar el comportamiento estructural de la pérdida secuencial de fuerza en diferentes niveles de rendimiento de la estructura durante el efecto sísmico.

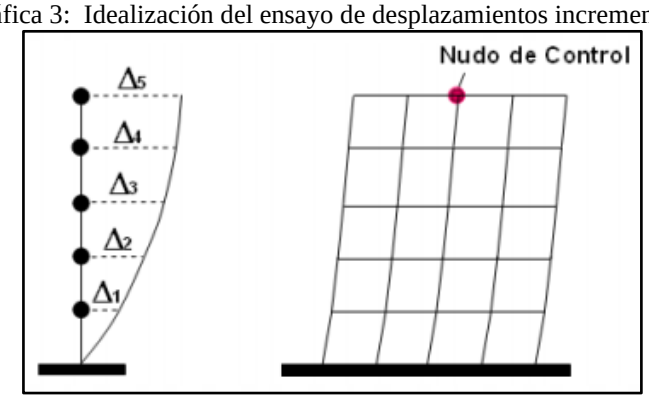
Una propiedad de rótula plástica es un conjunto de propiedades no lineales que se pueden asignar a puntos a lo largo de uno o más elementos tipo pórtico. La asignación de rótulas empieza desde 0 (punto de inicio) a 1 (punto final) de ese miembro. La distancia relativa de la rótula 0.1 significa que si la longitud del miembro es de 1 metro, entonces la ubicación de la rótula es a 0.1 metros (10% de la longitud) desde el punto inicial del miembro.

Curva de Capacidad

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006).

En el análisis pushover se somete al modelo a un juego de acciones incrementales laterales. Estas acciones laterales, que pueden ser un sistema de fuerzas o un sistema de desplazamientos que se mantienen una forma constante que se va incrementado proporcionalmente hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamiento de la estructura. Generalmente se usan incrementos que corresponden al primer modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección analizada (Allauca Sánchez, 2006).

Gráfica 3: Idealización del ensayo de desplazamientos incrementales



Fuente: (Allauca Sánchez, 2006)

Método Espectro Capacidad-Demanda según ATC-40

Este método fue propuesto inicialmente por Freeman en 1975 y luego fue olvidado, en la última década nuevamente se ha vuelto a utilizar con una serie de modificaciones. El ATC-40 en 1996 presentó tres procedimientos de cálculo con este método los mismos que han sido criticados por otros investigadores quienes han presentado nuevas propuestas a este método que tiene una gran ventaja sobre los otros métodos de análisis sísmico que existen y es que es un solo gráfico que se puede visualizar el probable comportamiento de la estructura ante un sismo dado. El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996)

Si bien estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que los últimos utilizan directamente propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril (Safina, 2002).

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de espectrocapacidad, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño (ATC-40, 1996).

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá como base para compararla con el nivel de desempeño esperado según categoría (Safina, 2002).

Método Espectro Capacidad-Demanda según FEMA 356

El MEC-FEMA 440 en su concepción original usaba la rigidez secante (en el punto de desempeño) como rigidez lineal efectiva; sin embargo, a partir de la teoría de vibración no lineal, se conoce que la rigidez secante no es un parámetro óptimo de rigidez lineal efectiva para la determinación de la respuesta de sistemas inelásticos sujeto a acciones sísmicas. MEC-FEMA 440 reexamina éste y sus elementos asociados con el objetivo de desarrollar procedimientos mejorados de linealización (Cabrera & Sánchez, 2016).

El FEMA 356 usa el método del coeficiente, en donde la demanda de desplazamiento se estima modificando mediante factores las predicciones elásticas de demanda de desplazamiento. El ATC 40, en cambio, propone el método del espectro de capacidad, en el que la demanda de desplazamiento se determina a partir de la intersección de una curva de capacidad derivada de la curva pushover, con una curva de demanda consistente en el espectro de respuesta suavizado representativo de la acción sísmica de diseño, reducida mediante la aplicación de factores para tomar en cuenta los efectos del amortiguamiento histerético (Cabrera & Sánchez, 2016).

Criterios de Aceptación (NSP) según ASCE41-13

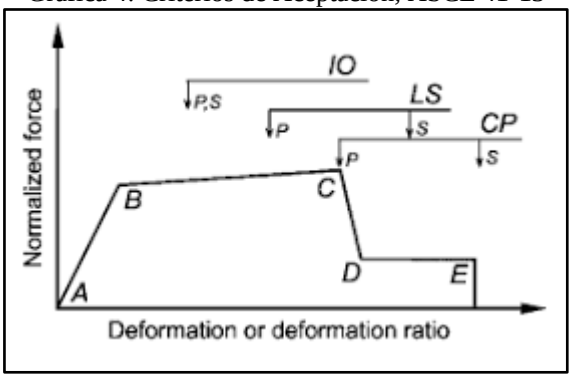
La aceptación de las acciones de fuerza y deformación se evaluará para cada componente que se clasifique como primario o secundario, y cada acción se clasificará como acción controlada por deformación (dúctil) o acción controlada por fuerza (no dúctil). Los elementos primarios proporcionan la capacidad de la estructura para resistir el colapso bajo las fuerzas sísmicas inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección. Los elementos secundarios no contribuyen de manera significativa o confiable a resistir los efectos del terremoto en ninguna dirección debido a la baja rigidez lateral, resistencia o capacidad de deformación (Jiravacharadet , Khouy, & Hoy, 2019):

a) Ocupación Inmediata: La deformación en la que se produjeron daños visibles permanentes en los experimentos, pero no superiores a 0.67 veces el límite de deformación para la Seguridad de Vida.

b) Seguridad de Vida: 0.75 veces la deformación en el punto E.

c) Colapso Prevención: 1.0 veces la deformación en el punto E en la curva.

Gráfica 4: Criterios de Aceptación, ASCE 41-13



Fuente: (Jiravacharadet , Khouy, & Hoy, 2019)

- Un elemento cuya respuesta este entre B y IO indica que la estructura puede ser ocupada de inmediato luego del sismo.
- Si el elemento se encuentra entre IO y LS, criterio usado para establecer la seguridad de las vidas de los ocupantes.
- En CP será necesario prevenir el colapso por medio de rehabilitación al elemento en cuestión.

2.3. Definición de Términos

a) Análisis lineal

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes y no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas (Chávez, Hurtado, Meléndez, & Sinchi, 2013)

b) Análisis no-lineal

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele ser no proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suele variar, considerando la no linealidad geométrica y descartando de manera directa el principio de superposición (Chávez, Hurtado, Meléndez, & Sinchi, 2013)

c) Capacidad estructural

En una representación de la habilidad que posee la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura (Chávez, Hurtado, Meléndez, & Sinchi, 2013).

d) Demanda (desplazamiento)

El movimiento del suelo durante un terremoto produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que puede variar con el tiempo. Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno (Chávez, Hurtado, Meléndez, & Sinchi, 2013).

e) Desempeño esperado por la edificación

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico estructural supuesto (Safina, 2002).

f) Desempeño estructural

Designa el comportamiento global de la estructura, en relación con los principales aspectos envueltos, protección de la vida de sus ocupantes y posibles daños estructurales (Calcina, 2017).

g) Ductilidad

Propiedad de algunos materiales para deformarse por acción de una fuerza sin llegar a romperse, los elementos que no poseen esta propiedad se denominan frágiles (Arreola, 2011).

h) Fallas estructurales por rigidez lateral

Son las fallas originadas por la inadecuada capacidad de soportar las cargas de la estructura y del sismo, produciendo un desplazamiento lateral excesivo (Alcántara & Nalvarte, 2016).

i) Fallas estructurales por rotación de elementos

Son las fallas que describen la deformación plástica de las conexiones de los elementos estructurales, las cuales presentan una rotación en su sección transversal producido por los esfuerzos a flexión. La ductilidad de rotación de elementos cuantifica las rotaciones plásticas que pueden tomar lugar en los elementos estructurales tales como vigas o columnas. Este tipo de ductilidad es empleada también para uniones entre miembros (Pareja, 2012).

j) Rótula Plástica

Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica. Se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión (Calcina, 2017).

III. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Identificación de Variables

Variable dependiente: Desempeño sísmico: De estructuras de concreto armado en edificaciones mayores a 7 pisos en Pimentel.

Variable independiente: Análisis Pushover: Método estático no lineal.

3.2. Operacionalización de variables

Tabla 6: Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
Análisis Pushover	Es un análisis estático inelástico en donde la estructura es afectada por cargas gravitatorias constantes y fuerzas laterales o desplazamientos que son incrementados monotónicamente y se mantienen constantes (Marte Jiménez, 2014)	Este análisis es del tipo estático no lineal, en el cual la estructura se somete a cargas de gravedad y a un conjunto de fuerzas laterales que son incrementadas de forma monótona, hasta obtener la capacidad máxima de la estructura. La capacidad se representa graficando el desplazamiento en el último nivel vs la fuerza cortante en la base	Criterio de análisis	Niveles de desempeño sísmico	Intervalo
				Niveles de amenaza sísmica	
				Objetivos de desempeño	
			Modelo estructural	Configuración estructural	
				Comportamiento no lineal	
				Patrón de cargas laterales	
Desempeño Sísmico	El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (SEAOC, 2002)	El diseño basado en el desempeño sísmico es una nueva filosofía de diseño, la cual busca mejorar el diseño convencional basado en resistencia, se basa en la selección de esquemas y métodos que permitan al ingeniero estructural conocer el comportamiento de la estructura cuando esté sometida a fuerzas sísmicas severas e incursione en el rango inelástico.	Capacidad Sismo resistente	Curva de capacidad	Intervalo
				Espectro de capacidad	
			Demanda sísmica	Espectro de demanda	
			Desempeño sísmico alcanzado	Punto de desempeño	

Fuente: Elaboración propia

3.3. Metodología

El método que se utilizó en este estudio fue el método hipotético – deductivo.

A través de un proceso de inducción, este problema remite a una teoría.

A partir del nuevo marco teórico se formula una hipótesis, mediante un razonamiento deductivo, que posteriormente se intenta validar empíricamente. El ciclo completo inducción/deducción se conoce como proceso hipotético deductivo".

3.4. Tipo de Estudio

Cuantitativo: Porque usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías (Baptista, Fernández, & Hernández, 2014).

3.5. Diseño

Según su carácter: La investigación constituye una investigación experimental. Como sostienen Baptista, Fernández, & Hernández (2014): "Una acepción particular de experimento, más armónica con un sentido científico del término, se refiere a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas-antecedentes), para analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos-consecuentes), dentro de una situación de control para el investigador. Esta definición quizá parezca compleja; sin embargo, conforme se analicen sus componentes se aclarará el sentido de la misma".

Según su naturaleza: Es investigación cuantitativa, al respecto Baptista, Fernández, & Hernández (2014) manifiesta "El enfoque cuantitativo (que representa, como dijimos, un conjunto de procesos) es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos "brincar o eludir" pasos, el orden es riguroso, aunque, desde luego, podemos redefinir alguna fase. Parte de una idea, que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se desarrolla un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas (con frecuencia utilizando métodos estadísticos), y se establece una serie de conclusiones respecto de la(s) hipótesis".

Según su alcance temporal: Es investigación transversal, porque se recolecto los datos en una sola medición, en un tiempo único y determinado. Baptista, Fernández, & Hernández (2014) manifestaron que: “Los diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tomar una fotografía de algo que sucede”.

Según la orientación que asume: Investigación orientada a la aplicación. En el diseño y desarrollo de la tesis de investigación se dan respuestas a la formulación de problemas elaborados con anterioridad. Alfaro (2012) manifestó que: “La investigación aplicada, guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para actuar, para construir, para modificar”.

3.6. Población, Muestra y Muestreo.

En la presente investigación la población lo conformarán modelos de edificios de concreto armado igual o mayores a 7 pisos en la ciudad de Pimentel. La muestra será un edificio de concreto armado de 7 pisos, para evaluar su comportamiento estructural, que presenten cambios totales en la rigidez del pórtico, y que pueden incrementarlas; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas en el edificio al disminuir su periodo natural de vibración. Se optó por un muestreo no probabilístico intencional u opinático.

3.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

La técnica a emplear será la observación directa, no participante, estructurada, e individual usando como instrumento las herramientas computacionales.

Instrumentos

Se realizará mediante la selección de fuentes de información para luego ser ingresados al software Etabs y realizar el modelamiento de la estructura, procediendo con la evaluación de su desempeño.

3.8. Método de Análisis de Datos

Para los efectos de la presente investigación se consideró la estadística probabilística pues se analizaron el comportamiento probabilístico de los resultados obtenidos en la recopilación de datos, con la finalidad de proyectar y encontrar, mediante estimaciones estadísticas, las relaciones entre esos datos y los grados de probabilidad, incertidumbre o certeza en el manejo de la información. El objetivo de estas proyecciones fue analizar e inducir el posible comportamiento de los datos.

El análisis de datos se efectuará luego de recopilar toda la información, utilizando para el procesamiento de la información el programa Microsoft Excel 2016 y CSI Etabs 2016.

3.9. Aspectos Éticos

La ética es hoy uno de los mayores retos sobre los cuales la educación debe orientar sus esfuerzos, dada la confusión de valores que existe en la sociedad. El propósito es formar conciencia en las personas sobre su responsabilidad, y compromiso con la sociedad; mientras que la responsabilidad de la educación y de la investigación es con el bienestar de la sociedad y con el respeto de su entorno (Bernal Torres, 2010).

Honestidad

La honestidad es una de las conductas que deben y deberían tener los investigadores tanto en su plan de trabajo y como se relaciona con los demás. En relación con su plan de trabajo, la honestidad es necesaria para conservar la verdad del conocimiento sin ella, la ciencia y la tecnología tendrían pocas posibilidades. El investigador debe de mantenerse al marguen con la valuación de los resultados, por lo que se debe de eliminar el subjetivismo a

pesar que los resultados vallan en contra de la hipótesis de la propia investigación (Cegarra, 2004).

Lealtad

La lealtad conducta importante hacia la institución para la cual se investiga, la confidencialidad es necesaria tanto la relación autor como institución para mantener una buena prosperidad de la institución, por lo que no hay que dar a conocer aquello que puede afectar su propia integridad moral (Cegarra, 2004).

Humildad

La humildad por su naturaleza de investigación, la búsqueda de la verdad está difícil de alcanzar muchas veces, el investigador debe ser humilde lo cual habla del tipo de personalidad que este posee, esto no implica que no defienda la importancia de su trabajo que desarrolla y el estar orgulloso de ello (Cegarra, 2004).

IV. RESULTADOS

4.1. Descripción del Modelo

Se eligió un edificio de 11 pisos, ubicado en el distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque. Para el análisis y evaluación se aplicará los métodos sísmicos conocidos y se determinará si la estructura es capaz de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

La edificación comprende una estructura de 11 pisos, que de acuerdo a los planos se puede apreciar un sistema estructural dual conformado por pórticos y muros de concreto armado.

Las vigas, columnas y muros de corte tendrán comportamiento no lineal en el proceso del análisis estático y dinámico. Para realizar el modelo de la superestructura se ha considerado que los muros de concreto armado se idealicen mediante elementos finitos y las vigas y columnas por medio de elementos reticulares.

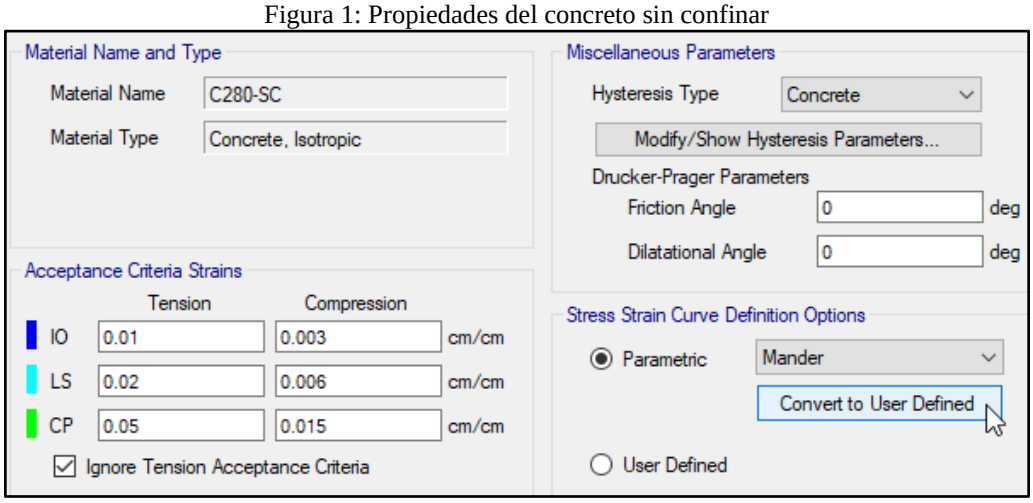
La configuración estructural se encuentra definida por el proyecto arquitectónico y cumple con las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura para lograr un proyecto funcional y seguro.

Se concibió a la estructura para que resista todas las cargas a las que estará sometida la edificación, como son: cargas debido al peso propio, sobrecarga de diseño normativo y carga por efectos de los sismos.

4.2. Características de los materiales

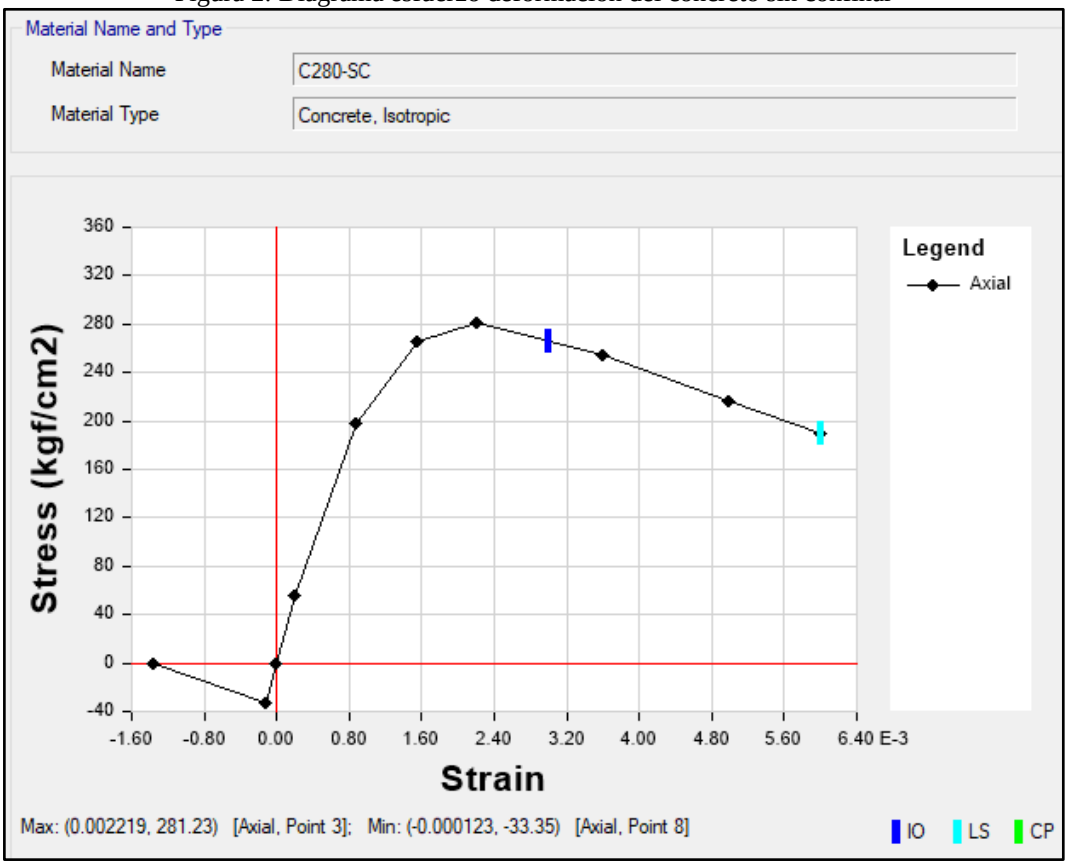
Como se puede apreciar, se utilizó la gráfica de esfuerzo-deformación del concreto estipulada por Mander y la curva de histéresis de concreto, que son indispensables para medir el comportamiento del concreto en función de las deformaciones y los cambios de rigidez en agrietamiento por medio de una función exponencial de la deformación.

Figura 1: Propiedades del concreto sin confinar



Fuente: Elaboración propia

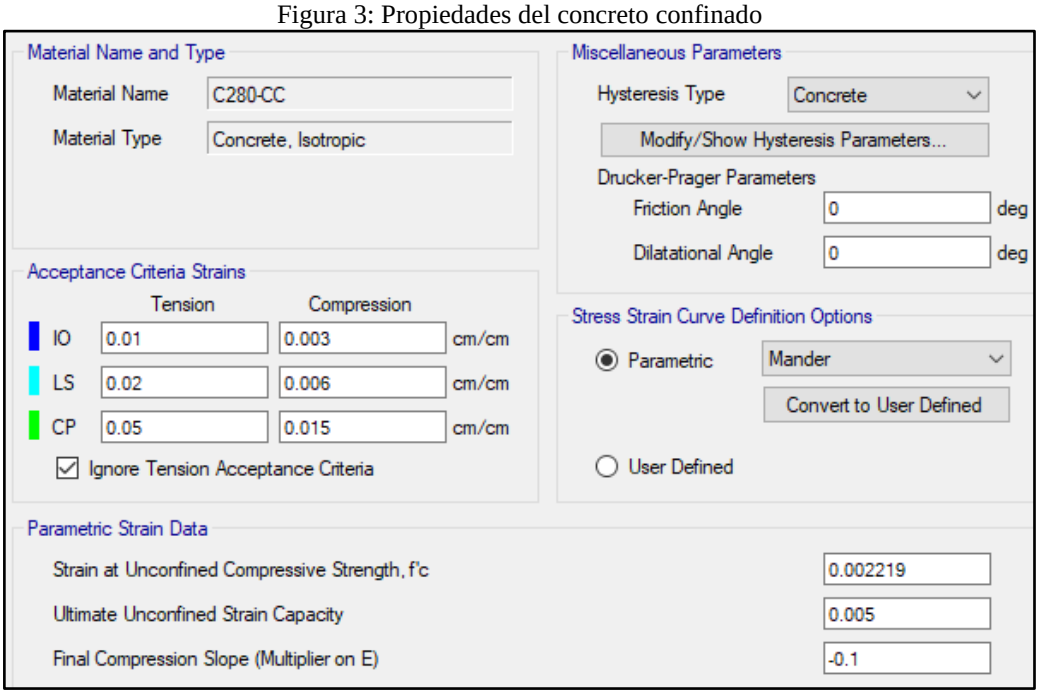
Figura 2: Diagrama esfuerzo deformación del concreto sin confinar



Fuente: Elaboración propia

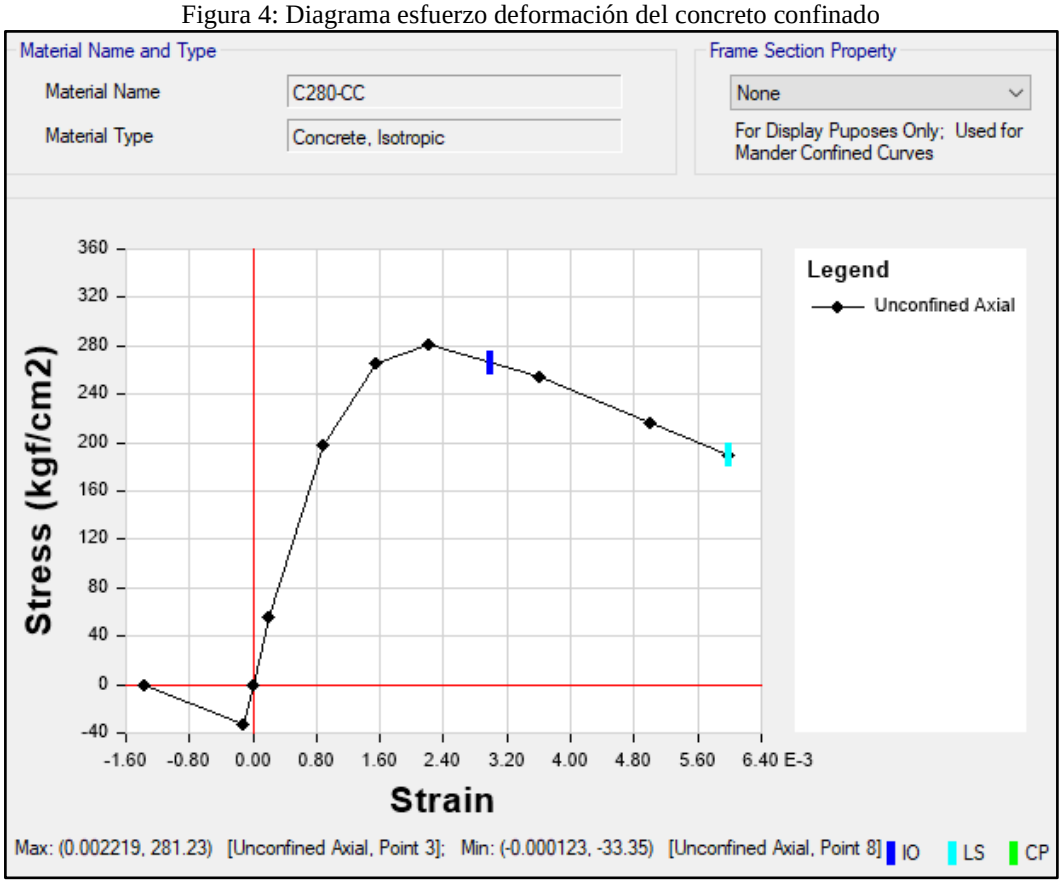
El nivel de confinamiento es de acuerdo al acero de refuerzo transversal que se colocará producto del diseño de los elementos resistente.

Figura 3: Propiedades del concreto confinado



Fuente: Elaboración propia

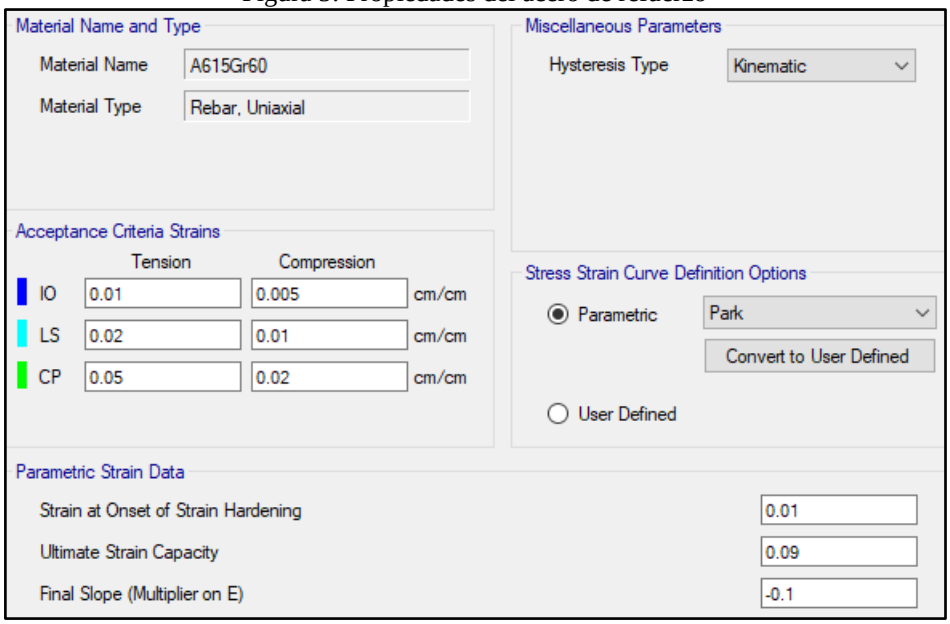
Figura 4: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado



Fuente: Elaboración propia

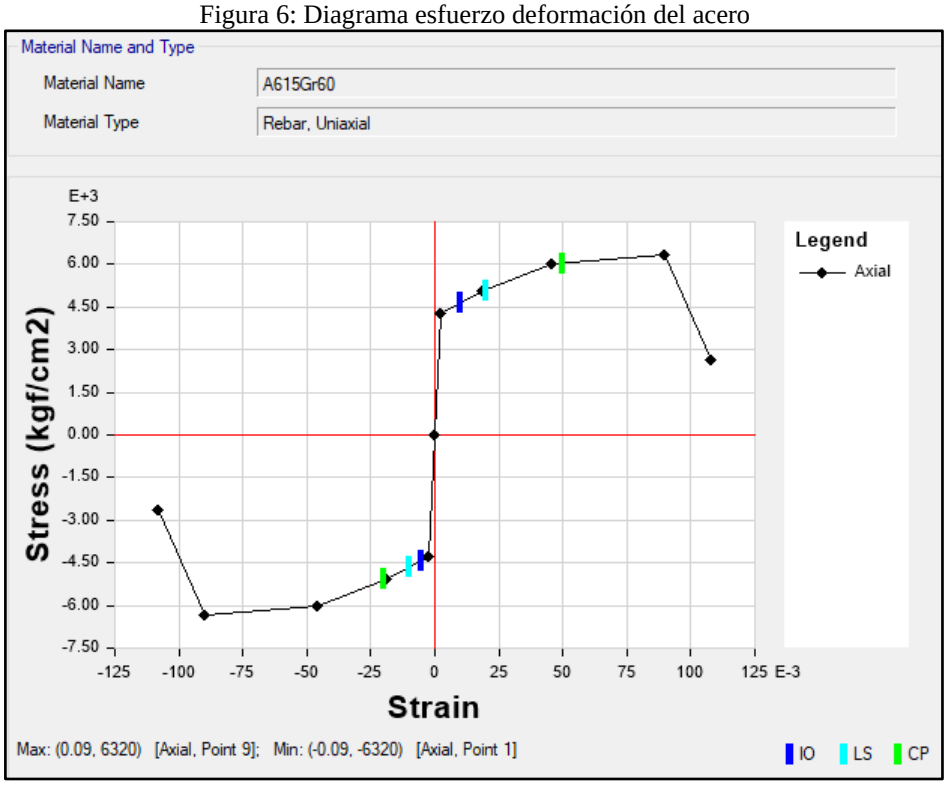
En las figuras se muestran la gráfica de esfuerzo-deformación del acero.

Figura 5: Propiedades del acero de refuerzo



Fuente: Elaboración propia

Figura 6: Diagrama esfuerzo deformación del acero



Fuente: Elaboración propia

4.3. Elementos estructurales

Se definieron los diferentes elementos como columnas, vigas, losas y muros de concreto armado dependiendo de sus dimensiones.

Losa maciza

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada, considerando:

$H = L/24$

$H = 500\ cm/40$

$H \approx 15cm$

Vigas

Al predimensionar las vigas, se debe tener en cuenta las acciones de carga vertical y de sismo, lo cual hay criterios prácticos que de alguna manera toman en cuenta la acción combinada, lo cual se muestra a continuación. Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte que va:

$h = L/12$ @ $Ln/8$

$b = 0.3h$ @ $0.5h$

Tomaremos las dimensiones:

Vigas: $h = 50$ cm, $b = 30$ cm

Columnas

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos, pues en la edificación está conformado por pórticos y muros de corte, el cual permite que los momentos en las columnas debido al sismo se reduzcan muy considerablemente.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas de pueden dimensionar suponiendo un área según criterios de acuerdo al ACI:

Columnas: Área = P (servicio)/0.45f`c

Siendo:

P (servicio) = P * A tributaria * N pisos

Edificios categoría A (ver E030) P = 1500 kg/m2

Edificios categoría B (ver E030) P = 1250 kg/m2

Edificios categoría C (ver E030) P = 1000 kg/m2

A = 1000 (5.5x5.5) (11) / 0.45 (280) = 2640.87 cm2

Área de columnas uniformizando para toda la estructura, tomaremos un área mayor, lo cual se analizará y se corregirá según resultados:

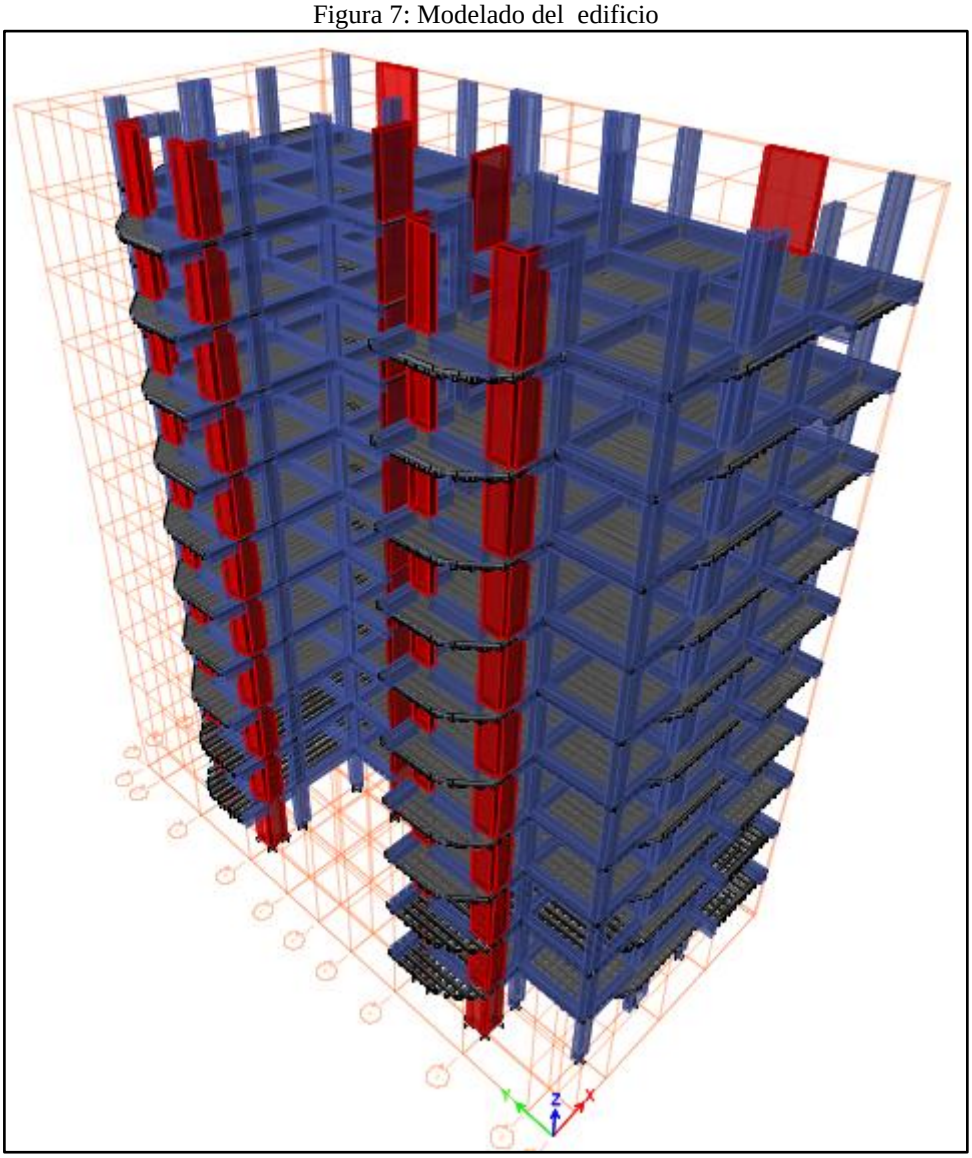
C = 60 cm x 60 cm

Placas o Muros de corte

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Se han considerado placas de 30 cm. de espesor por ser éste el ancho de las vigas. La evaluación final de la longitud de las placas se hizo después de realizar el análisis sísmico, en donde se buscó una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones.

Figura 7: Modelado del edificio



Fuente: Elaboración propia

4.4. Análisis estructural

Estados de carga

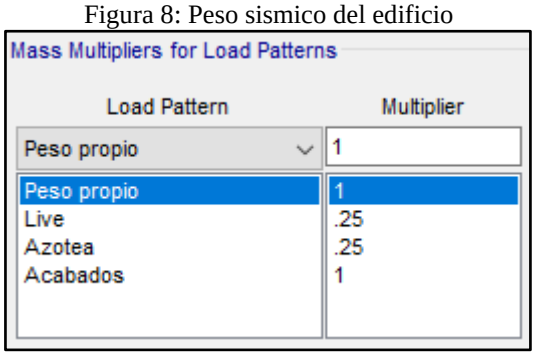
Se definieron los estados de carga para posterior evaluación del peso sísmico para el edificio, según su uso que dicha estructura tendrá.

El programa Etabs calcula internamente el peso de la estructura modelada. Se ha considerado una carga adicional de 0.1 ton/m^2 y 0.3 ton/m^2 en el estado de carga muerta a

fin de considerar el peso de los acabados y la tabiquería respectivamente, y una sobrecarga de 0.2 ton/m^2.

Para la estimación del peso sísmico se calcularon adicionando a la carga permanente total de la edificación y un porcentaje de la carga viva de acuerdo al uso en la categoría C, se tomó un 25% de CV y en azotea también se tomó un 25%.

Figura 8: Peso sismico del edificio



Fuente: Elaboración propia

En el modelo se asignó nudos rígidos en la uniones y diafragma rígido, lo cual la losa trabajará como una placa horizontal donde el movimiento de cada nudo dependerá del movimiento del centro de masa, lo cual debe alinearse lo más cercano posible, para evitar daños en los elementos de corte por torsión diferente en cada piso.

Espectro de Respuesta

Se realizaron dos tipos de análisis: estático y dinámico. Lo cual el análisis estático solo se calculó la fuerza cortante basal del edificio para poder considerar el límite inferior de la fuerza cortante de diseño que se obtuvo del análisis dinámico.

Para el modelo matemático se ha considerado la carga sísmica resultante del análisis modal espectral, considerando además una excentricidad accidental del 5%, y un espectro de aceleración vertical de 2/3 del horizontal, de acuerdo a la norma técnica E-0.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Figura 9: Espectro de respuesta Norma E.030

Function Name	Norma E030
Parameters	
Seismic Zone	Zone 4
Occupation Category	C
Soil Type	S2
Irregularity Factor, Ia	1
Irregularity Factor, Ip	1
Basic Response Modification Factor, R0	7

Fuente: Elaboración propia

Figura 10: Carga espectro de respuesta QX

General	
Load Case Name	QX
Load Case Type	Response Spectrum
Exclude Objects in this Group	Not Applicable
Mass Source	Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Norma E030	980.665
Acceleration	U3	Norma E030	980.665*2/3

Fuente: Elaboración propia

Figura 11: Carga espectro de respuesta QY

General	
Load Case Name	QY
Load Case Type	Response Spectrum
Exclude Objects in this Group	Not Applicable
Mass Source	Previous (MsSrc1)

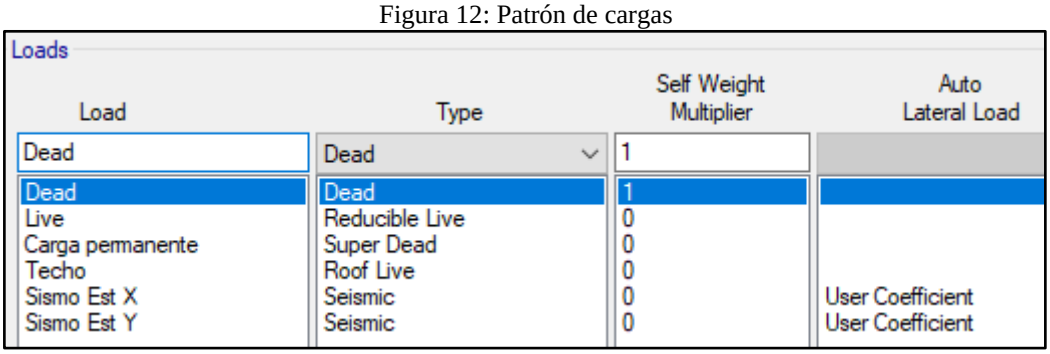
Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Norma E030	980.665
Acceleration	U3	Norma E030	653.777

Fuente: Elaboración propia

Casos de carga lineales

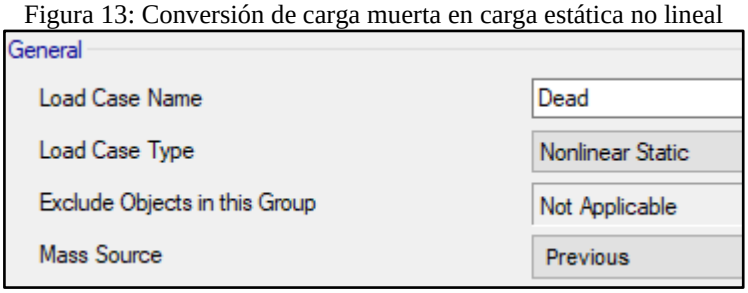
Figura 12: Patrón de cargas



Fuente: Elaboración propia

Convierta la carga muerta en un caso de carga estática no lineal para que el programa pueda usar este caso como el punto de partida para el análisis pushover.

Figura 13: Conversión de carga muerta en carga estática no lineal



Fuente: Elaboración propia

4.5. Periodos de vibración

Este análisis se repitió para diferentes peraltes de columnas hasta encontrar la dimensión que satisfaga la deriva permitida por la norma E.030 ($\Delta/he = 0.007$). Lo cual se obtuvieron que las columnas deberían ser de 30x65cm, las vigas típicas de 300x65cm, y las placas de 30 cm de espesor.

De acuerdo al Art. 29.1. Modos de Vibración, de la Norma E.030, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Tabla 7: Modos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	0.847	0.7701	0.0000
Modal	2	0.768	0.7701	0.6279
Modal	3	0.723	0.7701	0.7765
Modal	4	0.262	0.8912	0.7765
Modal	5	0.242	0.8912	0.8613
Modal	6	0.228	0.8912	0.8941
Modal	7	0.140	0.9354	0.8941
Modal	8	0.138	0.9354	0.8941
Modal	9	0.134	0.9354	0.9166
Modal	10	0.125	0.9354	0.9355
Modal	11	0.118	0.9356	0.9355
Modal	12	0.093	0.9542	0.9355
Modal	13	0.092	0.9542	0.9443
Modal	14	0.091	0.9550	0.9443
Modal	15	0.089	0.9550	0.9459
Modal	16	0.089	0.9553	0.9459
Modal	17	0.089	0.9553	0.9460
Modal	18	0.088	0.9553	0.9466
Modal	19	0.088	0.9554	0.9466
Modal	20	0.088	0.9577	0.9466
Modal	21	0.087	0.9577	0.9481
Modal	22	0.087	0.9588	0.9481
Modal	23	0.085	0.9588	0.9487
Modal	24	0.085	0.9589	0.9487
Modal	25	0.085	0.9589	0.9488
Modal	26	0.085	0.9592	0.9488
Modal	27	0.082	0.9592	0.9587
Modal	28	0.071	0.9626	0.9587
Modal	29	0.071	0.9626	0.9591
Modal	30	0.069	0.9626	0.9591
Modal	31	0.068	0.9626	0.9661
Modal	32	0.066	0.9666	0.9661
Modal	33	0.066	0.9738	0.9661

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el Modo de vibración 9, la sumatoria de las masas efectivas en ambas direcciones es mayor que el 90% de la masa total. El factor de masa participativa acumulada en la dirección X-X es mayor al 90% desde el séptimo modo (93.54%), en la dirección Y-Y la masa participativa es mayor al 90% en el noveno modo (91.66%) lo cual es conforme.

Estos resultados nos llevan a la conclusión de que los 33 modos de vibración considerados en el modelo matemático (3 por piso) nos proporcionan resultados confiables.

4.6. Control de Distorsiones

De acuerdo al Art. 32. Desplazamientos Laterales Relativos Permisibles, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Art. 31, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Tabla 8: Distorsiones máximas por piso

TABLE: Story Drifts			
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story4	Deriva Max	X	0.006597
Story3	Deriva Max	X	0.006499
Story5	Deriva Max	X	0.006381
Story6	Deriva Max	X	0.005947
Story2	Deriva Max	X	0.005809
Story7	Deriva Max	X	0.005338
Story4	Deriva Max	Y	0.005063
Story3	Deriva Max	Y	0.005012
Story5	Deriva Max	Y	0.004876
Story2	Deriva Max	Y	0.004592
Story8	Deriva Max	X	0.004586
Story6	Deriva Max	Y	0.004531
Story7	Deriva Max	Y	0.004069
Story9	Deriva Max	X	0.003726
Story8	Deriva Max	Y	0.003518
Story1	Deriva Max	X	0.003297
Story9	Deriva Max	Y	0.002927
Terraza	Deriva Max	X	0.002853
Story10	Deriva Max	X	0.002832
Terraza	Deriva Max	Y	0.002712
Story1	Deriva Max	Y	0.002692
Story10	Deriva Max	Y	0.002433

Fuente: Elaboración propia

4.7. Fuerza Cortante

De acuerdo a lo señalado en el Art. 29.4. Fuerza Cortante Mínima, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del

edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el Art. 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Tabla 9: Fuerza cortante basal

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
Sismo Est X 1	-599255.15	0.00
Sismo Est X 2	-599255.15	0.00
Sismo Est X 3	-599255.15	0.00
Sismo Est Y 1	-0.04	-599255.90
Sismo Est Y 2	-0.04	-599255.90
Sismo Est Y 3	-0.04	-599255.90
Sismo Din X Max	482282.40	111.39
Sismo Din Y Max	101.04	482415.75

Fuente: Elaboración propia

4.8. Cargas horizontales incrementales

Para la aplicación de cargas horizontales a la estructura, como primer paso para el análisis estático no lineal pushover, hay varios criterios para poder tomar la fuerza lateral, pero para este estudio se tomó en consideración la distribución con el cortante de diseño.

Tabla 10: Fuerza cortante estática lateral equivalente

Story	FX	FY
	tonf	tonf
Terraza	7.93	8.20
Story10	58.76	61.73
Story9	156.55	166.79
Story8	294.40	316.68
Story7	466.59	505.59
Story6	668.39	728.18
Story5	895.54	979.53
Story4	1143.97	1254.72
Story3	1409.15	1548.28
Story2	1685.96	1854.26
Story1	1968.00	2165.49

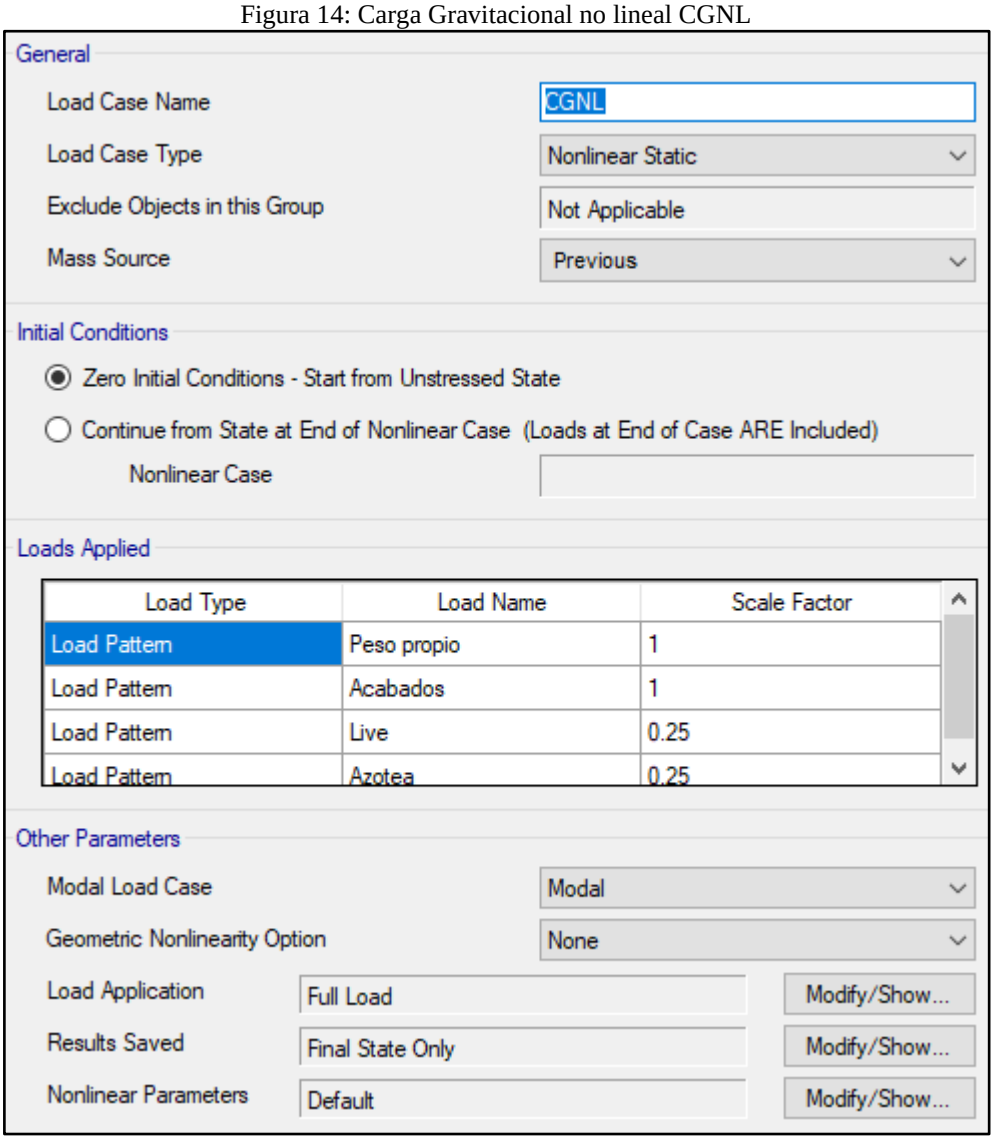
Fuente: Elaboración propia

4.9. Casos de carga no lineales

Para el Análisis estático no lineal se crean dos estados de cargas no lineales, uno de ellos es el caso denominado CGNL (carga gravitacional no lineal) y la otra carga es AENL (análisis estático no lineal).

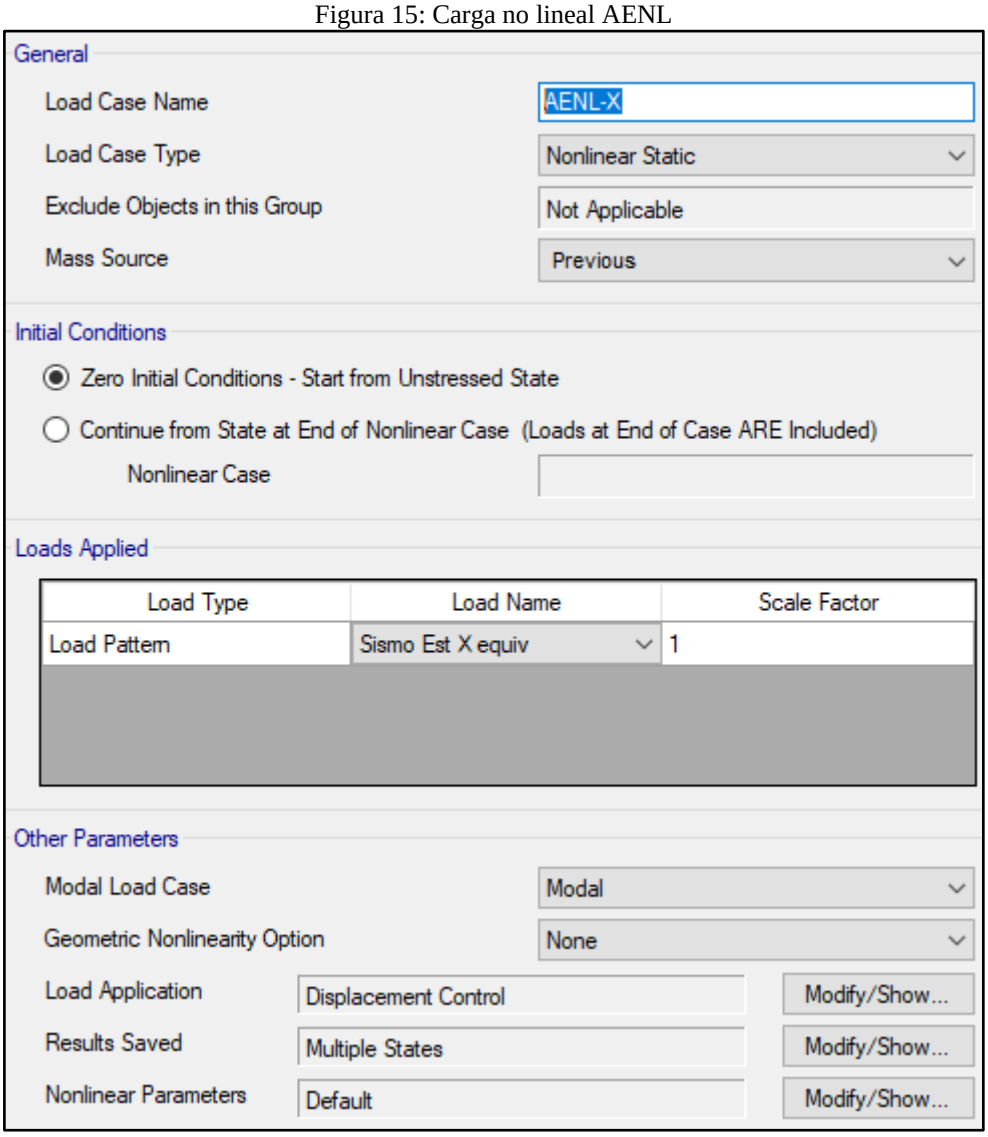
El propósito de las creaciones de estas cargas es generar un orden lógico para desarrollar el análisis pushover, de tal manera que primero sean aplicadas las cargas gravitacionales, y una vez que estas han deformado a la estructura y disminuido su rigidez, entra el proceso AENL, es decir aplica la carga de fuerza lateral monotónica hasta que un nudo extremo del último piso alcance un desplazamiento máximo.

Figura 14: Carga Gravitacional no lineal CGNL



Fuente: Elaboración propia

Figura 15: Carga no lineal AENL



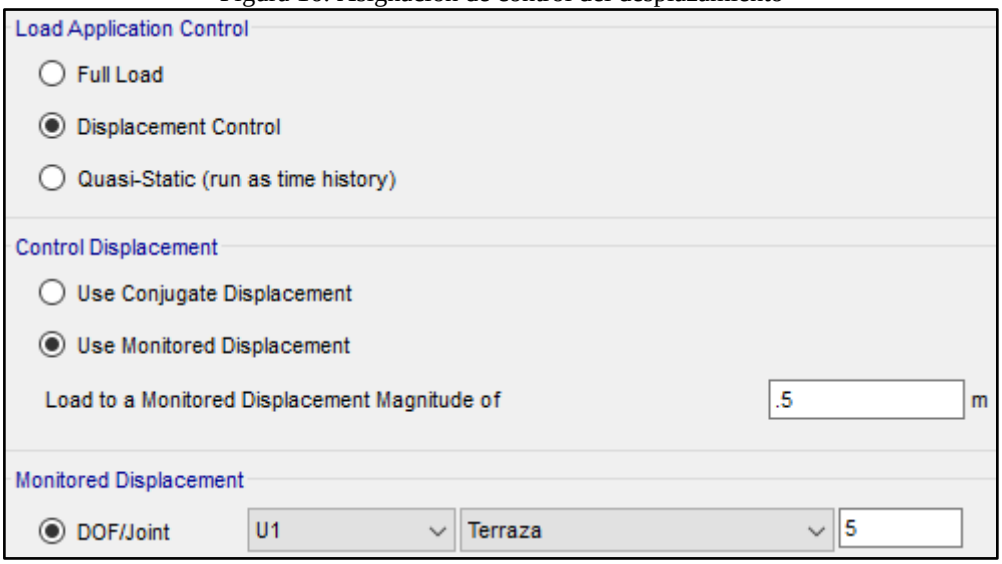
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se detallarán los parámetros a tomar en cuenta para un análisis no lineal en el ETABS. Se debe elegir entre un análisis estático no lineal de carga-controlada o de desplazamiento-controlado. Para ambas opciones, el patrón de cargas actuantes sobre la estructura es determinado por la combinación de cargas especificadas.

Se selecciona el control de desplazamiento cuando se conoce cuán lejos se quiere que la estructura se mueva, pero no se conoce cuanta carga es requerida. También se debe dar la magnitud del desplazamiento que el objetivo principal para el análisis. El programa intentará

aplicar la carga hasta alcanzar aquel desplazamiento. La magnitud de la carga debe ser incrementada y disminuida durante el análisis.

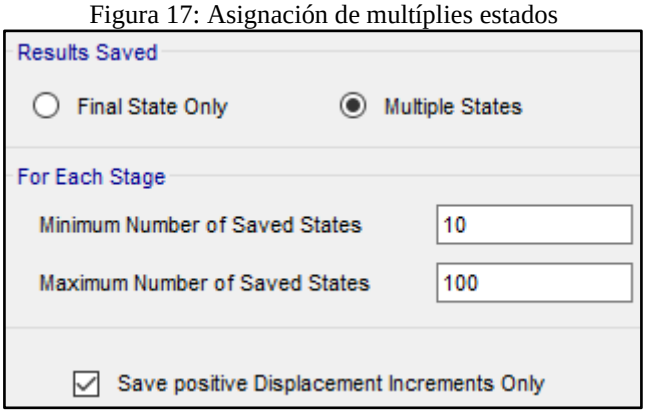
Figura 16: Asignación de control del desplazamiento



Fuente: Elaboración propia

La opción de salvar solo incrementos positivos, primariamente de interés para el análisis pushover bajo control de desplazamiento. En el caso de no linealidad extrema, particularmente cuando un pórtico articulado pierde carga, la curva pushover puede mostrar incrementos negativos en el desplazamiento monitoreado mientras la estructura está intentando redistribuir la fuerza desde un componente averiado. Se debe elegir si se quiere o no salvar sólo los pasos teniendo incremento positivo. Los incrementos negativos a menudo hacen que la curva pushover se vea confusa. Sin embargo, puede proporcionar una visión en el desarrollo del análisis y la estructura.

Figura 17: Asignación de multíplies estados



Fuente: Elaboración propia

Estos parámetros no lineales darán un mayor detallado y más pasos (Steps), a la curva de capacidad global a la estructura, al colocarle en Máximum total step 200 y en Máximum Null step 50, pero un mayor tiempo computacional y memoria empleada, pero satisfactoriamente un mejor resultado.

Tabla 11: Parámetros No Lineales

Solution Control	
Maximum Total Steps	200
Maximum Null Steps	50
Use Event-To-Event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiffness Iterations	10
Maximum Newton-Raphson Iterations	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	0.0001
Use Line Search	Yes
Maximum Line Searches per Iteration	20
Line Search Acceptance Tolerance (Relative)	0.1
Line Search Step Factor	1.618
Material Nonlinearity Parameters	

Fuente: Elaboración propia

4.10. Asignación de Rótulas plásticas

A fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo. El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (hinges). En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3) y a flexocompresión, en los extremos de las columnas (P-M2-M3).

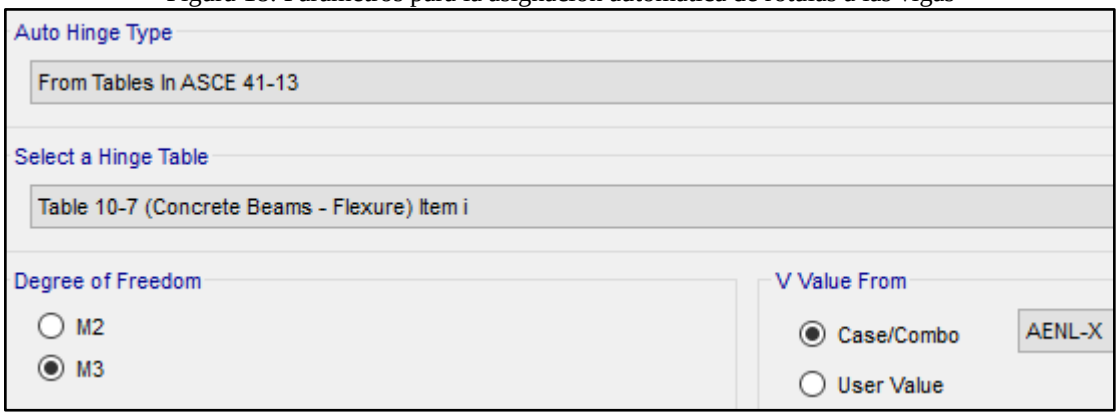
Asimismo, la ubicación de las mismas, se puede dar en un ilimitado número de posiciones a lo largo de todo el elemento frame. Por lo general se considera la ubicación de las rótulas a una distancia de los nudos, nunca dentro de ellos. Dicho punto cuando ya no es capaz de absorber más momento a flexión, empieza a rotar, por lo cual los esfuerzos generados en ese punto se redistribuyen hacia los elementos que confluyen cerca de la rótula plástica o mecanismo de disipación de energía.

Modelamiento de Vigas

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas, para poder modelar las rótulas en los elementos es complicada por el hecho que las rótulas crecen en longitud durante el aumento de la deriva de piso. Ya que no se tiene cómo representar este cambio de la longitud de rótula, se hará considerando una longitud y ubicación fija para las rótulas. Para las vigas se usarán dos rótulas en los extremos (se puede usar una rótula al centro de la viga con la finalidad de mejorar la forma deflectada del elemento).

Para determinar las propiedades de las rótulas es necesario desarrollar un análisis momento curvatura de la sección transversal (función de la curva esfuerzo-deformación del material). Para fines de este estudio se trabajarán con los diagramas y gráficas normalizadas que proporciona el Etabs en base al ASCE, en la opción de asignar rótulas automáticamente.

Figura 18: Parámetros para la asignación automática de rótulas a las vigas



Fuente: Elaboración propia

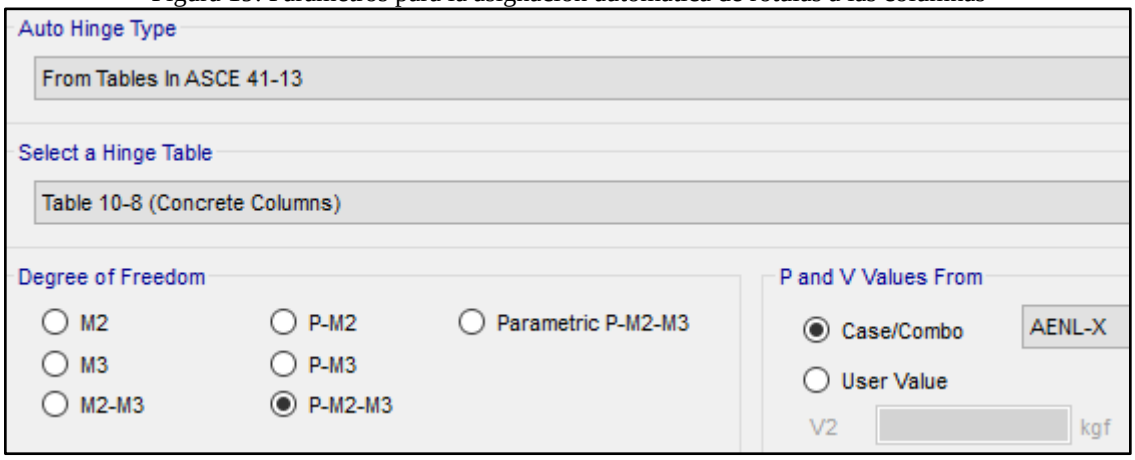
Al asignar las rótulas de manera automática, el programa genera los parámetros necesarios de acuerdo al diseño de las secciones realizadas, de esta forma se ahorra tiempo en comparación a definir e ingresar las propiedades para cada sección.

Modelamiento de Columnas

Las rótulas plásticas se buscan que se formen en las vigas antes que, en las columnas, sin embargo, esto no impide la formación de rótulas plásticas en las columnas. Durante el sismo pueden ocurrir puntos de inflexión alejados de las alturas medias de las columnas.

Al asignar las rotulas las rótulas de manera automática al igual que las vigas, el programa genera los parámetros necesarios de acuerdo al diseño de las secciones realizadas, de esta forma se ahorra tiempo en comparación a definir e ingresar las propiedades para cada sección.

Figura 19: Parámetros para la asignación automática de rótulas a las columnas



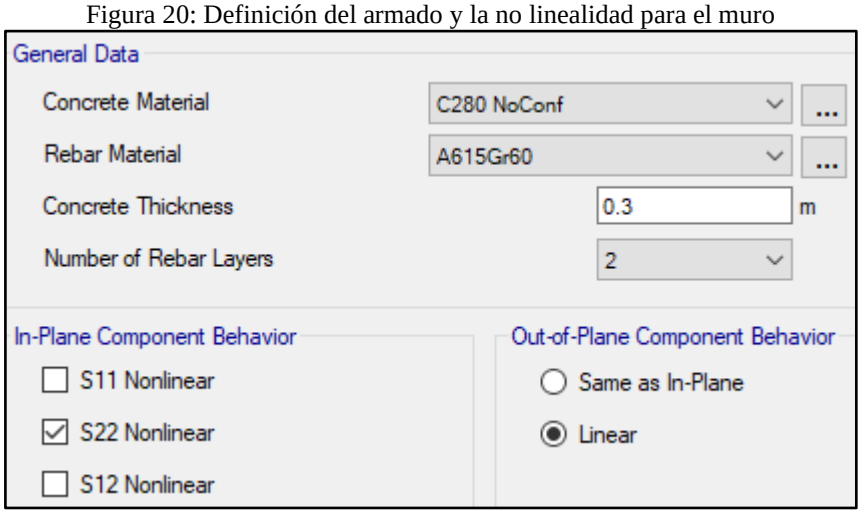
Fuente: Elaboración propia

Para el caso de las columnas se modelaron rotulas del tipo P-M2-M3, esta rótula tiene un acoplamiento para la formación de rótulas debidas a flexión y carga axial, comportamiento propio de una columna.

Modelamiento de Placas

Una vez efectuado la no linealidad del material se crea el tipo de muro la aplicación de Layer, como se muestran a continuación con las cuantías requeridas mencionadas, para luego asignarlas al modelo.

Figura 20: Definición del armado y la no linealidad para el muro



Fuente: Elaboración propia

Figura 21: Definición de propiedades del muro en Layer

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material
ConcM	0	0.3	Membrane	1	C280 NoConf
Pos3Bar1M	0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Pos3Bar2M	0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Neg3Bar1M	-0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Neg3Bar2M	-0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
ConcP	0	0.3	Plate	2	C280 NoConf

Fuente: Elaboración propia

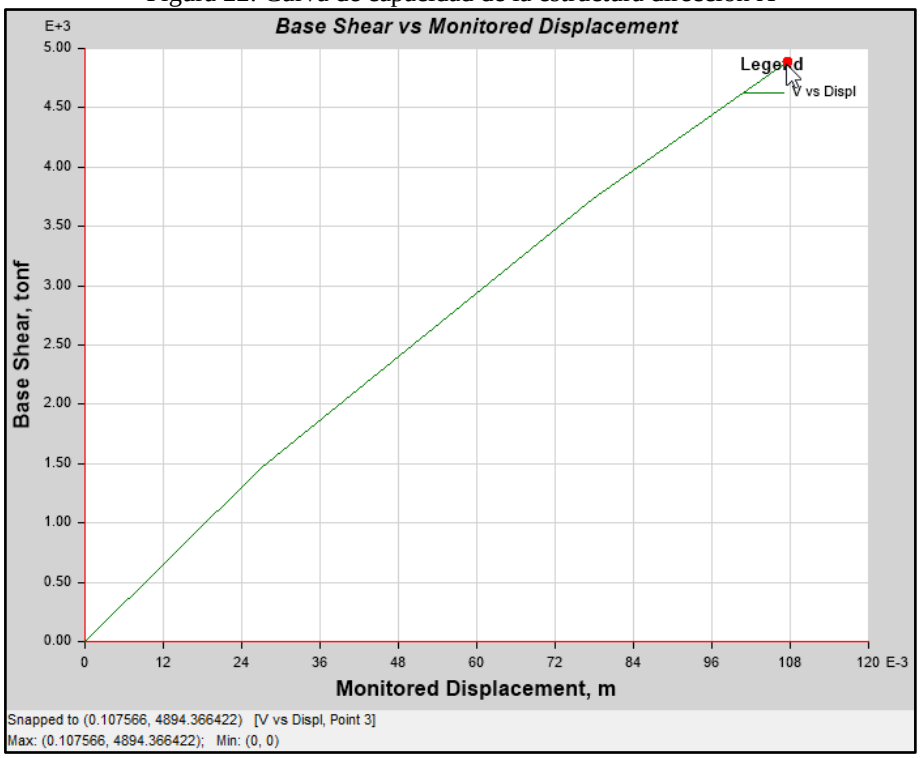
V. DISCUSIÓN

5.1. Curva de Capacidad

Una vez establecidos los casos de carga no lineales con el patrón de fuerza lateral el siguiente paso es correr el modelo. Finalmente, se obtiene mediante pasos las formaciones de rótulas plásticas de los elementos estructurales, realizado por el software Etabs. El color de las rótulas plásticas está relacionado con los puntos generales del diagrama momento-rotación dado por el ASCE.

Para generar la curva de capacidad, se deben seguir ciertas consideraciones para obtener un modelo simplificado y más cercano a la realidad. Primero, se considera a la estructura como empotrada en la base, por tanto, se ignoran los efectos de la interacción suelo-estructura.

Figura 22: Curva de capacidad de la estructura dirección X



Fuente: Elaboración propia

Se observa que en el Pushover se incrementan las cargas monotónicamente en cada sentido hasta llevar a la estructura al colapso. La estructura alcanza su capacidad última

cuando se ha alcanzado un desplazamiento X de 10.76 cm y un cortante basal de 4894 ton. En conclusión, se detiene el análisis cuando se logra un desplazamiento máximo de 10.76 cm el cual es considerado un valor en el cual la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima y colapsa.

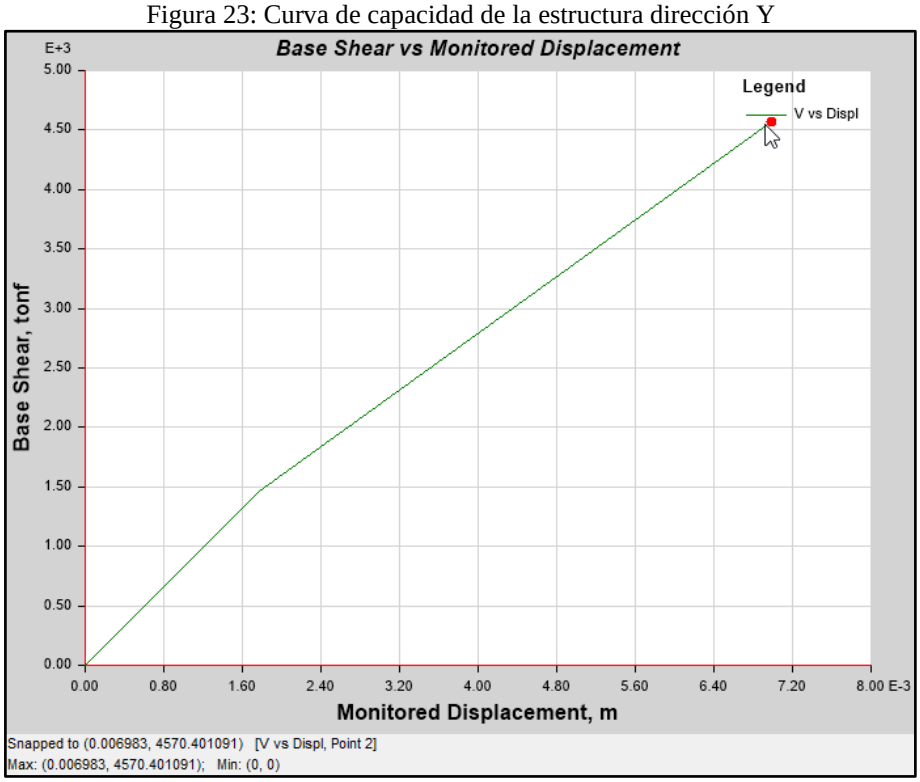
Tabla 12: Base Shear vs Monitored Displacement X-X

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	0	0	4080	0	0	0	0	4080	0	0	0	4080
1	0.026972	1461.90	4076	4	0	0	0	4080	0	0	0	4080
2	0.077709	3731.83	2600	1480	0	0	0	4080	0	0	0	4080
3	0.107566	4894.37	2188	1892	0	0	0	4078	2	0	0	4080

Fuente: Elaboración propia

La estructura alcanza su capacidad última cuando se ha alcanzado un desplazamiento Y de 0.698 cm y un cortante basal de 4570 ton.

Figura 23: Curva de capacidad de la estructura dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Tabla 13: Base Shear vs Monitored Displacement Y-Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	0	0	4080	0	0	0	0	4080	0	0	0	4080
1	0.00178	1460.98	4076	4	0	0	0	4080	0	0	0	4080
2	0.00698	4570.40	2148	1930	0	0	2	4052	4	0	24	4080

Fuente: Elaboración propia

5.2. Punto de desempeño

Para evaluar la respuesta máxima de la edificación ante cada amenaza sísmica esperada y calificar su desempeño sísmico según ATC 40 y FEMA 440, necesitamos representar el peligro en espectros de demanda.

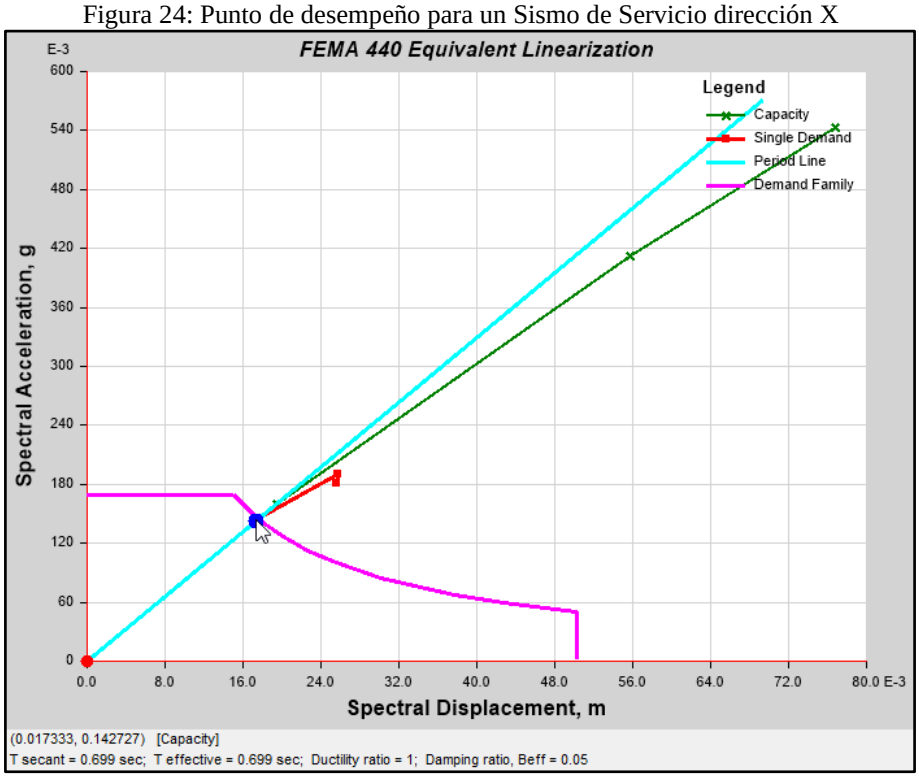
El espectro sísmico de la Norma Peruana está en formato de aceleración vs periodo, por tanto, al igual que la curva de capacidad, se debe hacer la conversión a un formado de aceleración versus desplazamiento espectral (Sa vs Sd).

El punto de desempeño de la estructura proviene de la intersección gráfica de la curva de capacidad y la demanda transformada a coordenadas de aceleración espectral y desplazamiento espectral.

Se muestran a continuación los resultados obtenidos luego de superponer, el espectro de capacidad, con los espectros de demanda en un formado ADRS.

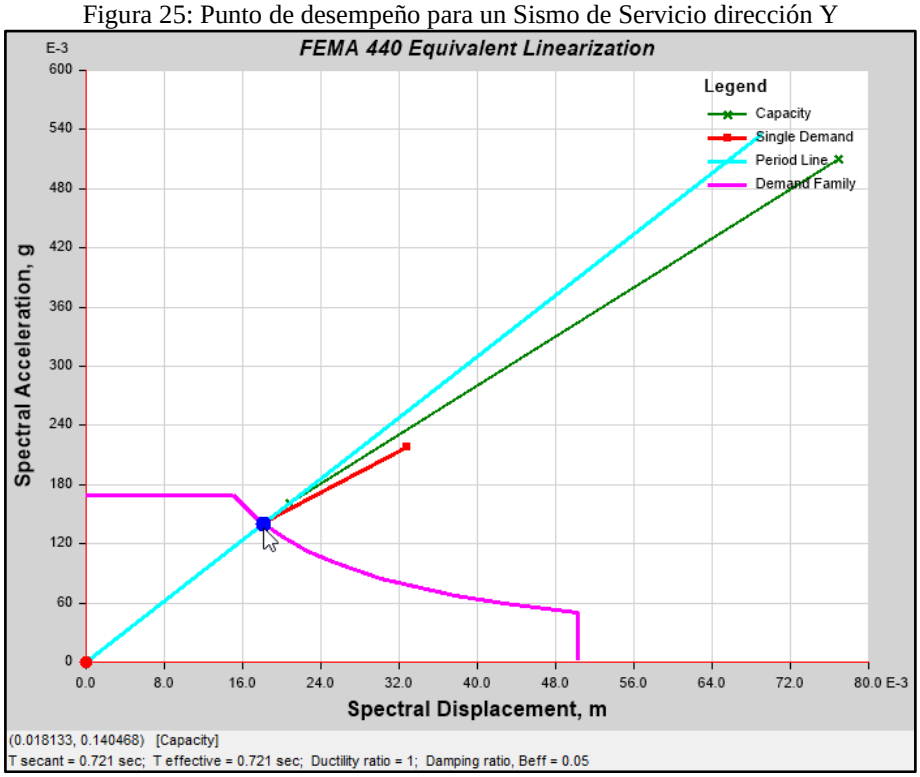
En cada caso, se destaca el punto de desempeño, donde se iguala la capacidad con la demanda ajustada para un factor de amortiguamiento global compatible con el nivel de deformación esperado.

Figura 24: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio dirección X



Fuente: Elaboración propia

Figura 25: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Para poder construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima de cada nivel de peligro. Como lo mencionado en el marco teórico las demandas van en estas ratios.

Tabla 14: Demanda sísmica

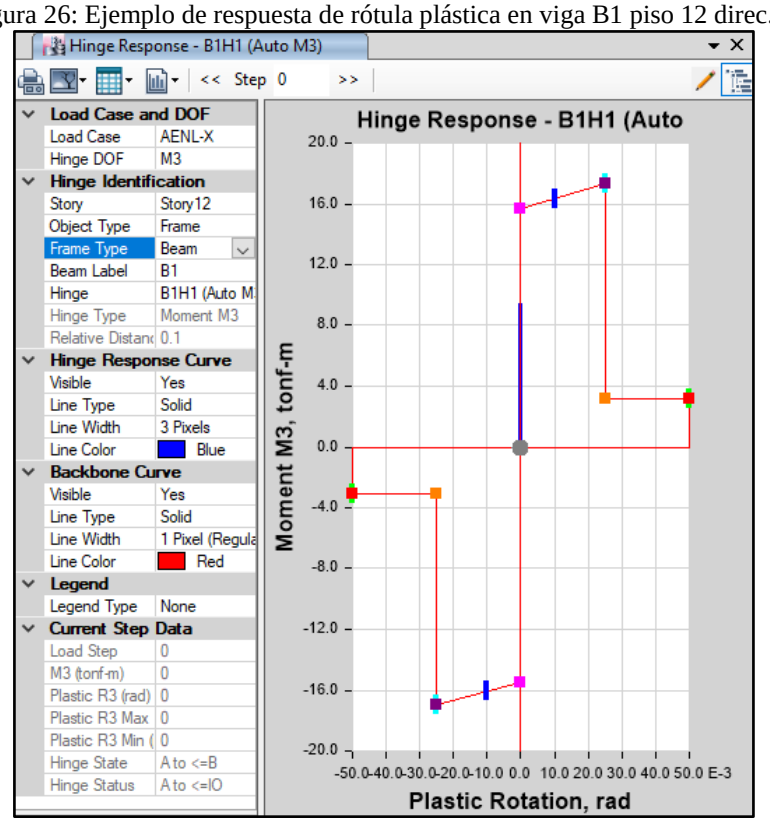
Sismo de Servicio (SS)	0.255g	0.5 SD
Sismo de Diseño (SD)	0.450g	SD
Sismo Máximo (SM)	0.562g	1.25 SD

Fuente: Elaboración propia

5.3. Nivel de desempeño

Al tener los resultados de los niveles de degradación globales de la estructura, por la evolución de las plastificaciones de los diversos elementos estructurales ante los diferentes niveles de amenaza sísmica, se concluye que la estructura responde:

Figura 26: Ejemplo de respuesta de rótula plástica en viga B1 piso 12 direc. X



Fuente: Elaboración propia

Para la amenaza del sismo de diseño esperado para la edificación alcanza la deformación de cedencia, manteniendo sus deformaciones por debajo de los límites asociados al estado de seguridad de vida. La existencia de daños es de bajo riesgo de atentar contra la vida, por lo que la edificación satisface los criterios de seguridad de vida.

VI. CONCLUSIONES

El análisis no-lineal estático y dinámico, nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños que pueden ser aceptables o no, mediante los niveles y rangos de desempeño.

El análisis pushover permiten comprender los mecanismos de falla que gobiernan la ductilidad y si se requiere una mayor ductilidad debe diseñarse el edificio para que las rótulas plásticas ocurran en todos los extremos de las vigas y columnas.

En las vigas cortas o de acople se generan primero las rotulas plásticas, por consiguiente, estas vigas son las que protegen la estructura porque en ellas se está disipando la energía no lineal.

La ductilidad lateral se incrementa si se reduce la cuantía de acero en las columnas, pero en compensación se incrementa la resistencia lateral; debido a que se degrada la resistencia lateral al tener deformaciones inelásticas el periodo de vibración fundamental de la estructura se incrementa dependiendo de su ductilidad.

El uso del análisis Pushover y análisis dinámico incremental en el modelamiento inelástico de estructuras para simular comportamientos y predecir respuestas, se va a convertir en trabajo cotidiano para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño, conforme se abra paso en nuestro medio.

VII. RECOMENDACIONES

El análisis lineal-elástico, debe considerarse para elaborar un diseño estructural como un primer paso, ya que esta metodología presenta limitaciones que no lo hacen compatible con la teoría empleada, ya que se espera el daño de la estructura en incursiones inelásticas, por lo que debe ser verificado mediante procedimientos que se basen en parámetros diferentes a los considerados en el análisis lineal, como los procedimientos no lineales, para poder así saber con una mayor aproximación la respuesta real estructural ante una demanda.

Es importante la buena estructuración tanto en planta como en elevación, de los muros estructurales con la implementación de pórticos formando sistemas duales, en el que ambos sistemas interactúan eficientemente contrarrestando las fuerzas laterales; ya que de ellos depende el desempeño y estabilidad torsional.

La estructura debe disponer de longitudes adecuadas de los muros y estar alineados en ambas direcciones, para que sea capaz de soportar la excitación sísmica en cualquier dirección y limitando la desplazabilidad de los entrepisos y controlando los daños a la estructura; para ello también se debe buscar una estructuración en base a columnas fuertes-vigas débiles, con el fin de proporcionar la formación de rótulas plásticas en las vigas al exceder la resistencia.

Se debe tener la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse sin llegar al colapso, lo cual se deforme de manera dúctil cuando ésta sea sometida a un movimiento sísmico incursionando en el rango inelástico.

Incursionando ya en el rango no lineal-inelástico, la plastificación de las rótulas, se puede realizar un ajuste al diseño de la edificación, teniendo presente que se puede quitar refuerzo a los elementos que están sobredimensionado y aumentar refuerzo a los que han fallado antes de alcanzar un mayor cortante basal.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. Alcántara, K., & Nalvarte, C. (2016). *Tesis de pregrado: Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el refuerzo del pabellón Monoblock del Instituto Nacional de Salud del Niño (Breña-Lima).* Lima, Perú: Universidad de San Martín de Porres.

02. Alfaro, C. (2012). *Metodología de la investigación científica aplicada a la ingeniería.* Lima, Perú: Universidad del Callao.

03. Allauca Sánchez, L. (2006). *Tesis de pregrado: Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones.* Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

04. Arévalo, J., & Bermúdez, W. (2007). *Tesis de pregrado: Niveles de daño a partir de un analisis pushover para una estructura aporticada en concreto reforzado.* Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.

05. Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación: Introducción a la metodología científica.* Caracas, Venezuela, Venezuela: Episteme.

06. Arifujjaman, A. (17 de 09 de 2015). *Behaviour of RC building with beam supported slab and flat plate slab.* Obtenido de The Daily Star: https://www.thedailystar.net/science-arts-construction-materials/behaviour-rc-building-beam-supported-slab-and-flat-plate-slab

07. Arreola, R. (2011). *Tesis de maestría: Efecto de la deformación en frio sobre las propiedades mecánicas de los aceros: DIN 32CRMOV12 10, AISI 4340 y AISI 8620.* México: Instituto Politécnico Nacional.

08. ATC-40, A. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.* California.

09. Baptista, P., Fernández, C., & Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación.* México: Mc Graw Hill.

10. Barboza Estela, R. (2018). *Desempeño sísmico del edificio Angel Divino en la ciudad de Chota-Cajamarca.* Obtenido de Repositorio Institucional UNPRG: file:///C:/Users/ing_j/Downloads/BC-TES-TMP-2645.pdf

11. Bernal Torres, C. (2010). *Metodología de la Investigación.* Colombia, Colombia: Editorial Pearson.

12. Bernal, C. (2010). *Metodología de la Investigación.* Colombia: Pearson Educación.

13. Bonett Díaz, R. (2003). *Tesis doctoral: Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.* Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

14. Cabrera, J., & Sánchez, J. (2016). *Tesis de pregrado: Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440.* Cuenca, Ecuador: Universidad de Cuenca.

15. Calcina, R. (2017). *Tesis de maestría: Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal.* Tacna, Perú: Universidad Privada de Tacna.

16. Carpio Díaz, B. (2017). *Tesis de grado: Análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal - Caso Hospital Pichanaqui, Junín, 2017.* Lima: Universidad César Vallejo.

17. Carrillo, J. (12 de 2008). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras utilizando un Diseño por Desempeño. *Bdigital. Portal de Revistas Universidad Nacional de Colombia, 75*(155), 91-102. doi:ISSN electrónico 2346-2183

18. Cegarra, J. (2004). *Metodología de la investigación científica y tecnológica.* Madrid, España: Ediciones Díaz de Santos.

19. Chávez Avila, X. (2017). *Tesis de grado: Evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático del modelo I, del bloque A, del hospital Daniel Alcides Carrión, de la provincia de Huancayo, región Junín.* Huancayo: Universidad Continental.

20. Chávez, J., Hurtado, E., Meléndez, M., & Sinchi, S. (2013). *Tesis de pregrado: Análisis estático no lineal de una estructura porticada esencial.* Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

21. Chávez, R. (2015). *Introducción a la Metodología de la Investigación.* Machala, Ecuador: Universidad Técnica de Machala.

22. Córdova Rojas, C. (04 de 2017). I Congreso Internacional de Estructuras de Edificación COINESED. Obtenido de http://www.coinesed.com.pe/wp-content/uploads/2017/04/RESPUESTAS-COINESED.pdf

23. Del Re Ruíz, G., & López, O. (12 de 2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado. *Boletín Técnico: Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, 46*(3). Obtenido de ISSN 0376-723X

24. Delfín Ordóñez, L. (2018). *Tesis de pregrado: Diseño estructural de la institución educativa N°427 del distrito de Jayanca basado en visión 2000 para evaluar el desempeño sísmico.* Chiclayo: Universidad César Vallejo.

25. Delgadillo, J. (2005). *Tesis de pregrado: Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030.* Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

26. Duarte Bonilla, C., Martínez Chavarria, M., & Santamaría Díaz, J. (2017). *Tesis de grado: Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad de El Salvador.* El Salvador: Universidad de El Salvador.

27. Esteba Apaza, A. (2017). Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno. *Alicia. Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto del Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC).* Obtenido de https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/RNAP_a8955d0670213dd8be32b7d1a20b7ba

28. FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356.* Washington. USA: Federal Emergency Management Agency.

29. Fuentes Rivera, N. (2018). *Tesis de pregrado: Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover".* Huaraz: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

30. Garcés, H. (2000). *Investigación Científica.* Quito, Ecuador: Ediciones Abya-Yala.

31. Gonzáles Torres, C. (2018). *Tesis de Maestría: Análisis estático no lineal (pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10).* Valencia, España: Universidad Técnica de Valencia.

32. Guerra, H., & Ortiz, R. (2012). *Tesis de pregrado: Análisis dinámico inelástico de estructuras aporticadas en concreto reforzado.* Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.

33. Guevara, N., Osorio, S., & Arturo, E. (2006). *Tesis de pregrado: Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal pushover.* San Salvador, El Salvador: Universidad de El Salvador.

34. Jiravacharadet , M., Khouy, R., & Hoy, M. (01 de 2019). Seismic performance evaluation of existing rc building using braced steel frames. *IJCIET, 10*(1), 1758-1771. doi:ISSN Print: 0976-6308 and ISSN Online: 0976-6316

35. Marte Jiménez, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (push-over).* Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

36. Muñoz Razo, C. (2011). *Como elaborar y asesorar una investigación de tesis.* México: Pearson.

37. Padrino, F. (04 de 01 de 2018). *¿Qué implica el uso de un espectro de diseño inelástico?* Obtenido de Cype Perú: http://www.cype.pe/12086-2/

38. Pareja, N. (2012). *Tesis de maestría: Estudio del comportamiento sísmico lineal y no lineal de pórticos metálicos resistentes a momentos.* Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

39. Safina, S. (2002). *Tesis doctoral: Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, Análisis de su contribución al riesgo sísmico.* Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

40. Sánchez, C. (09 de 07 de 2019). *El MTOP contratará una consultoría para evaluar los puentes en la zona de Nulti.* Obtenido de Diario El Mercurio: https://ww2.elmercurio.com.ec/2019/07/09/el-mtop-contratara-una-consultoria-para-evaluar-los-puentes-en-la-zona-de-nulti/

41. Sánchez, M. (2010). *Tesis de maestría: Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado.* Monterrey, Nuevo León, México: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey.

42. SEAOC. (2002). *Seismic Code Requirements for Anchorage of Nonstructural Components.* USA: Applied Technology Council (ATC) & Structural Engineers Association of California.

43. Sinisterra Bonilla, H. (2017). *Tesis de Maestría: Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórtico de concreto reforzado diseñado bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.R.S.R 84.* Santiago de Cali, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana de Cali.

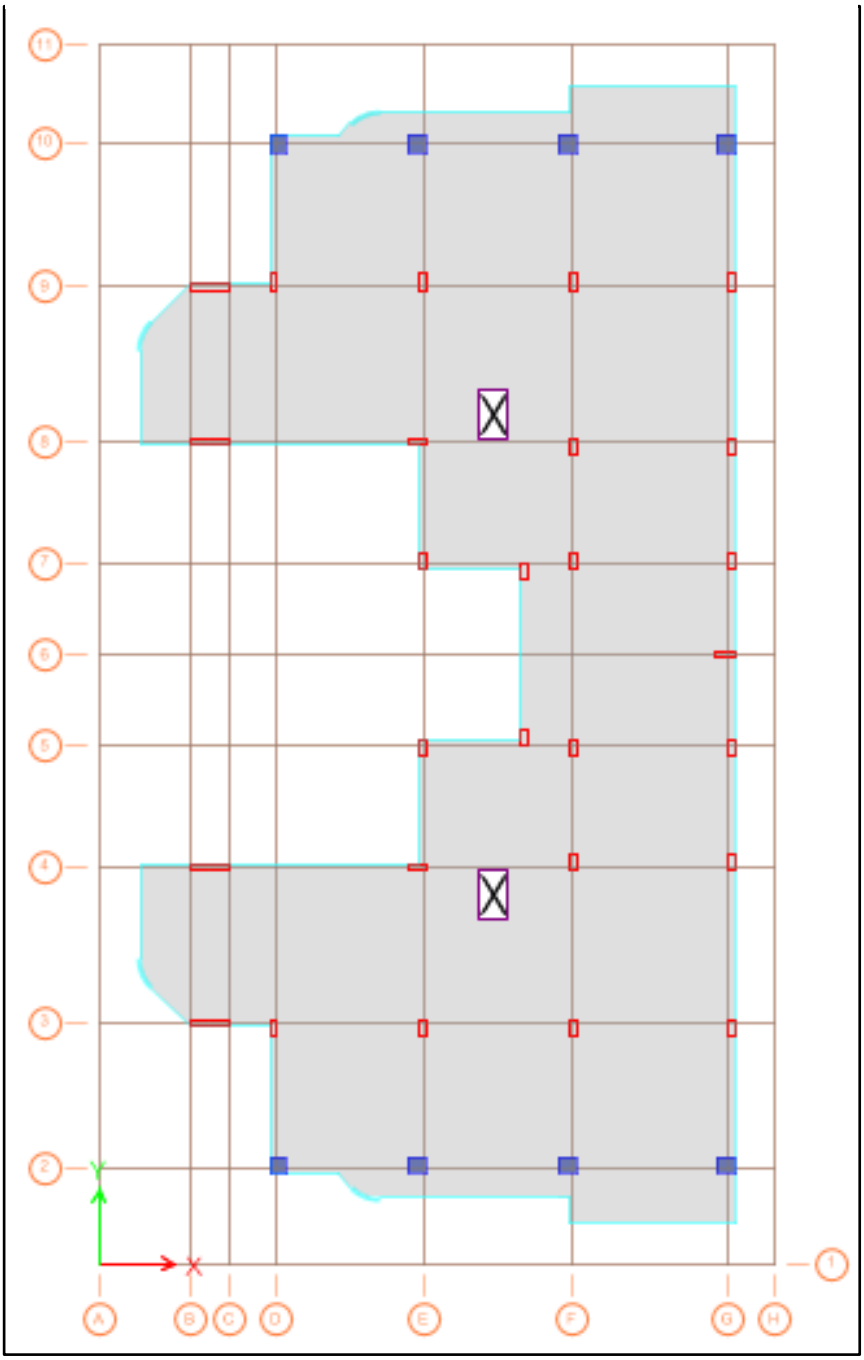
44. Taufik, F. (04 de 08 de 2018). *Indonesia Punya Gedung-Gedung Tinggi tapi Rawan Gempa, Cara Antisipasinya?* Obtenido de Okenews: https://news.okezone.com/read/2018/08/03/65/1931589/indonesia-punya-gedung-gedung-tinggi-tapi-rawan-gempa-cara-antisipasinya

45. Valderrama, S. (2013). *Pasos para Elaboración Proyectos y Tesis de Investigación Científica.* Lima, Perú: Editorial San Marcos.

IX. ANEXOS

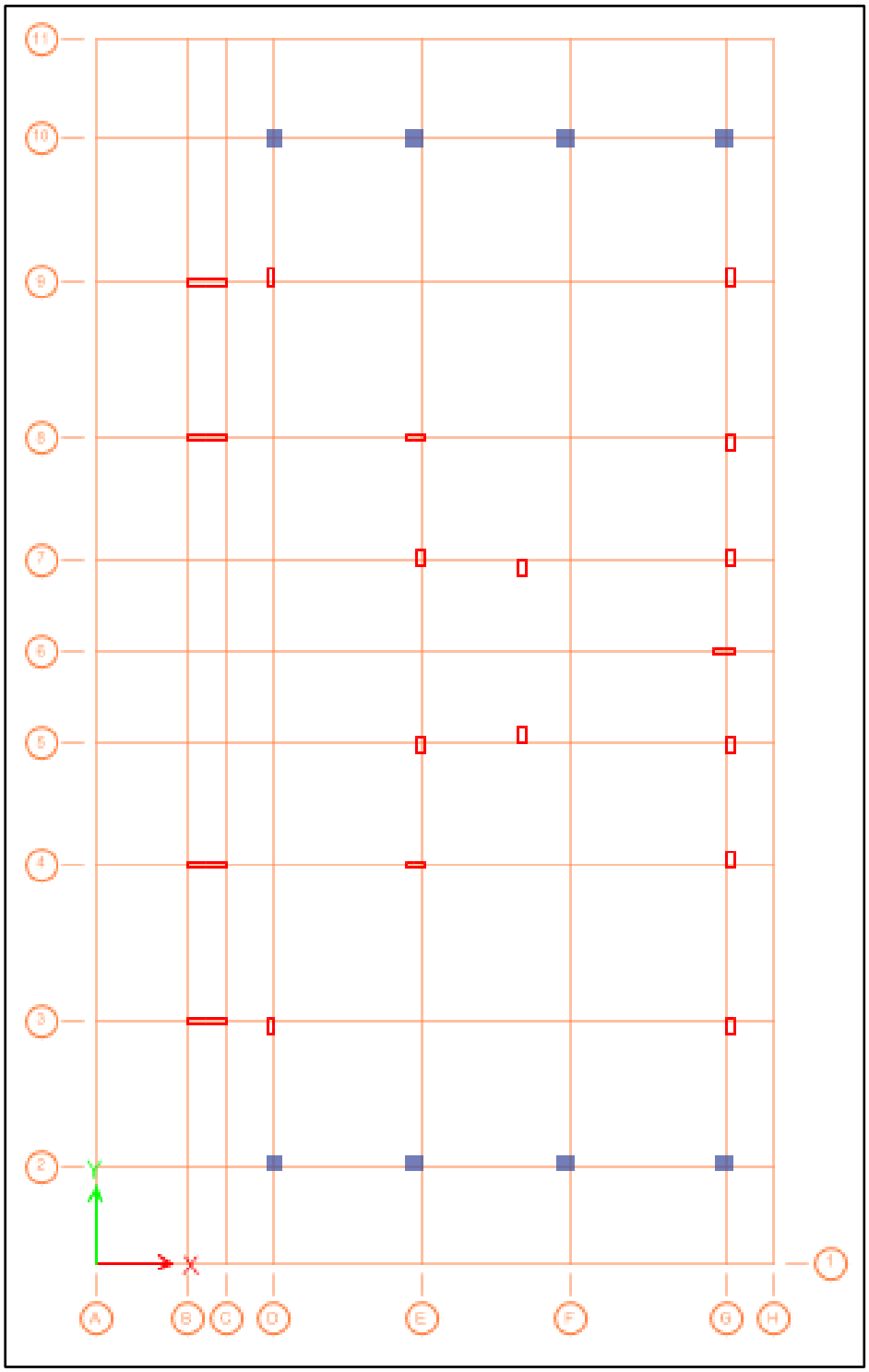
ANEXO 01: PROCESAMIENTO DEL MODELO INICIAL EN ETABS

Ilustración 1:Modelo 1er. al 10mo. piso



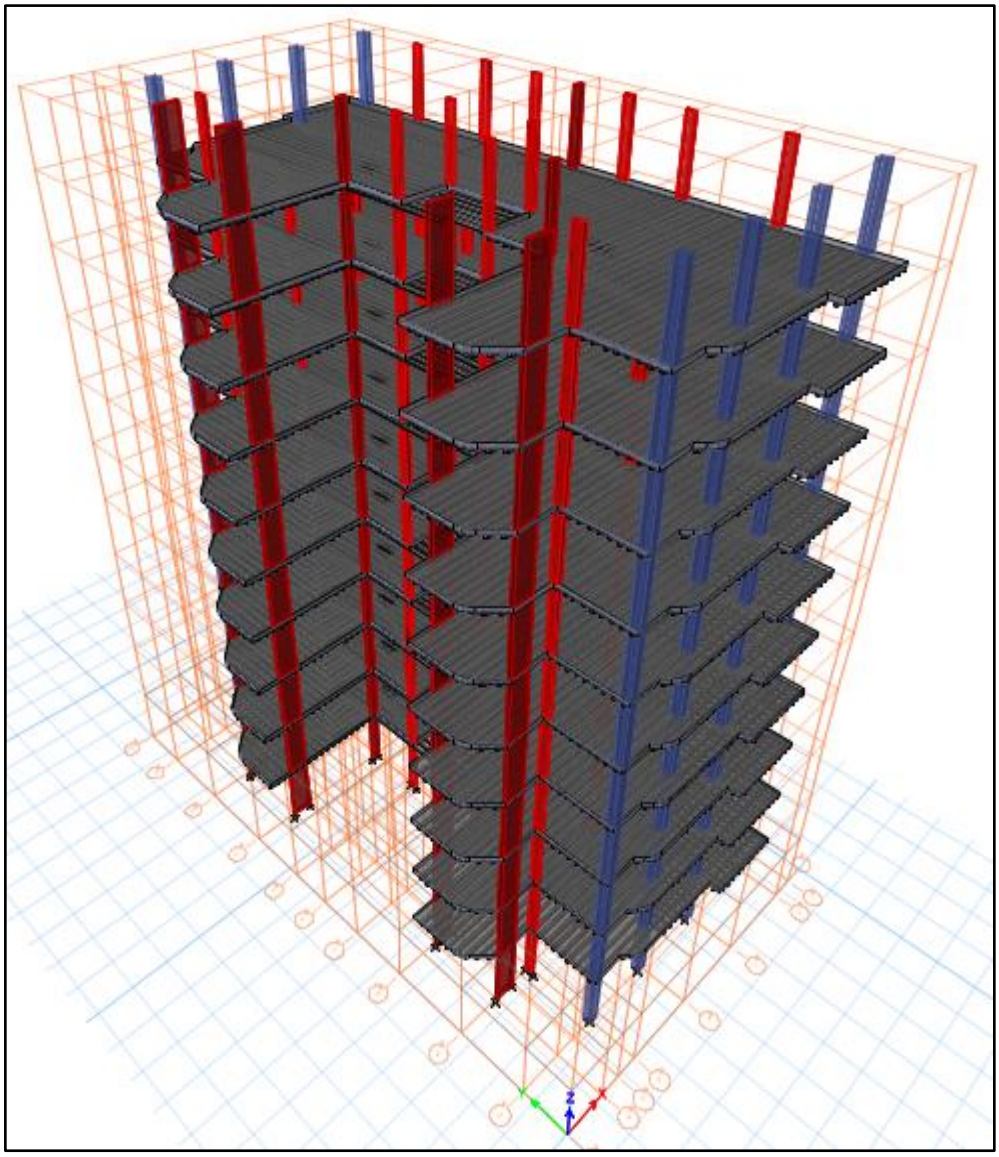
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 2: Modelo Terraza



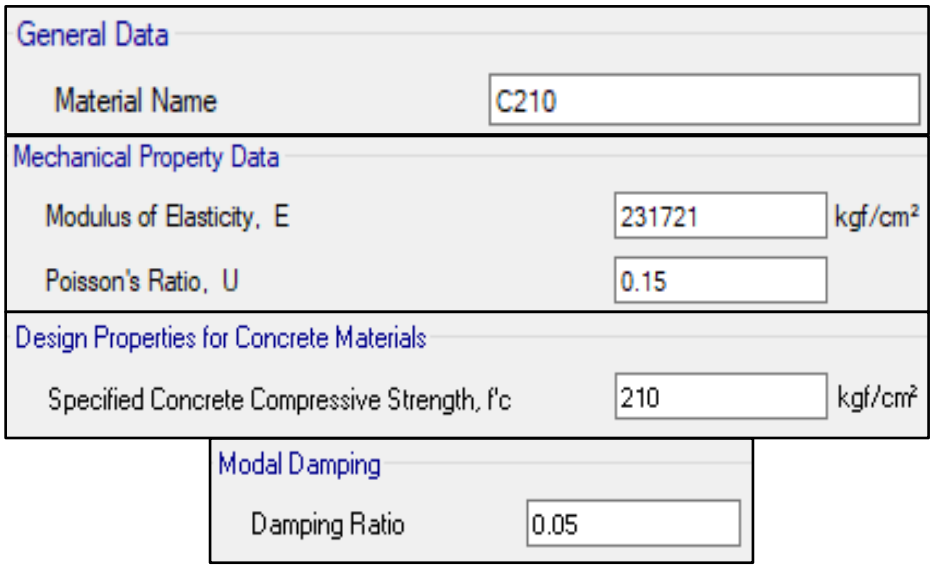
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 3:Modelo 3D.



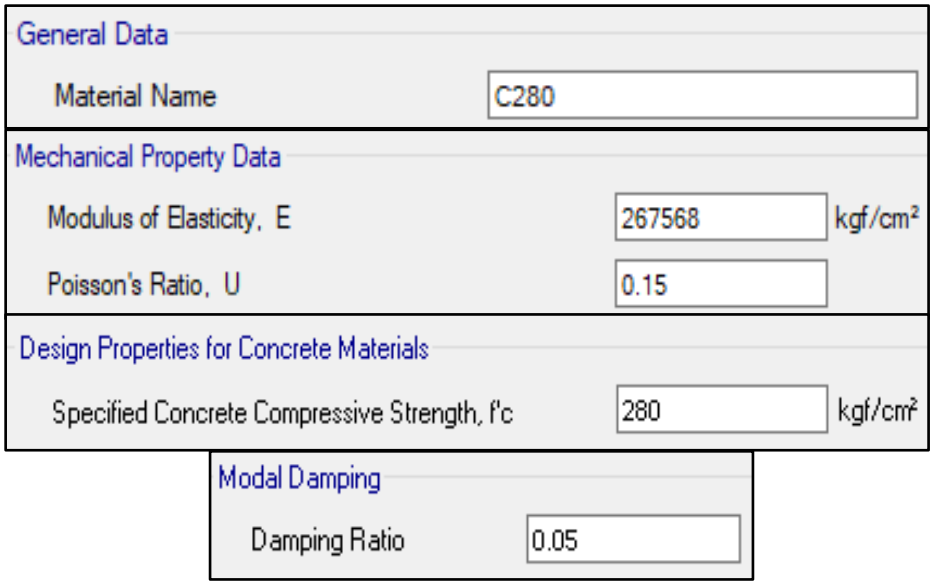
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 4: Definir el material concreto 210.



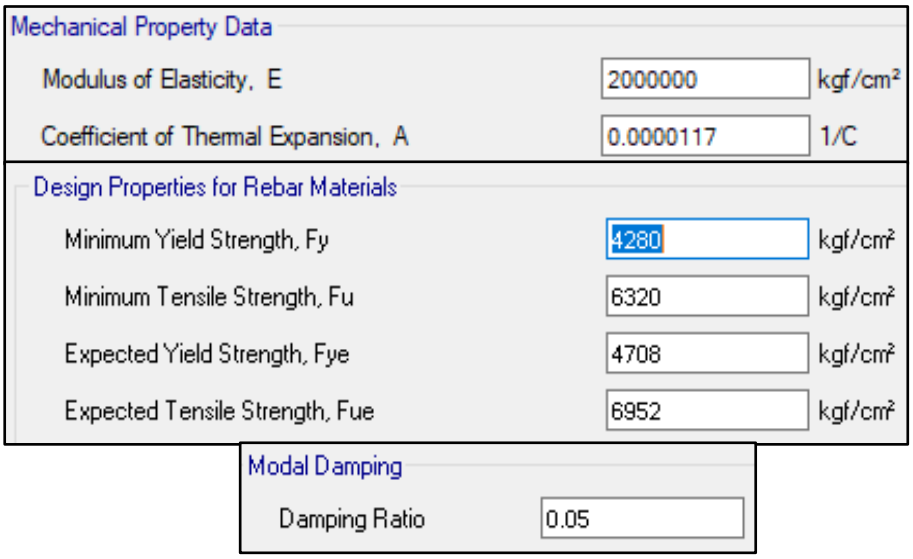
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 5: Definir el material concreto 280.



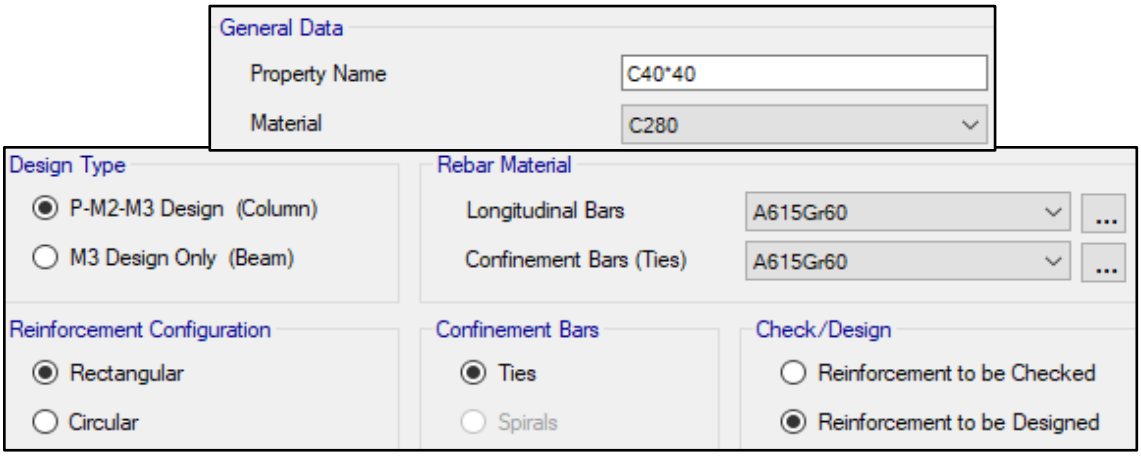
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 6: Definir el material acero de refuerzo.



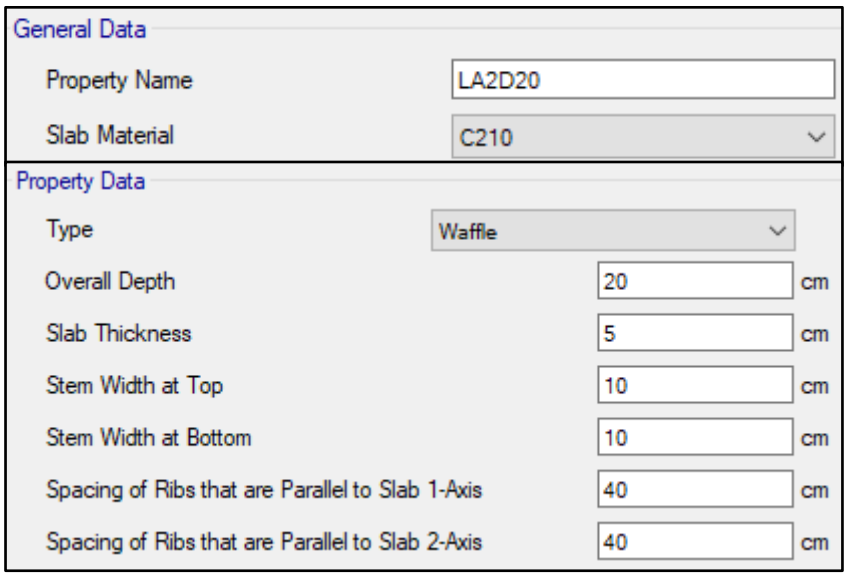
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 7:Definir columna 40*40.



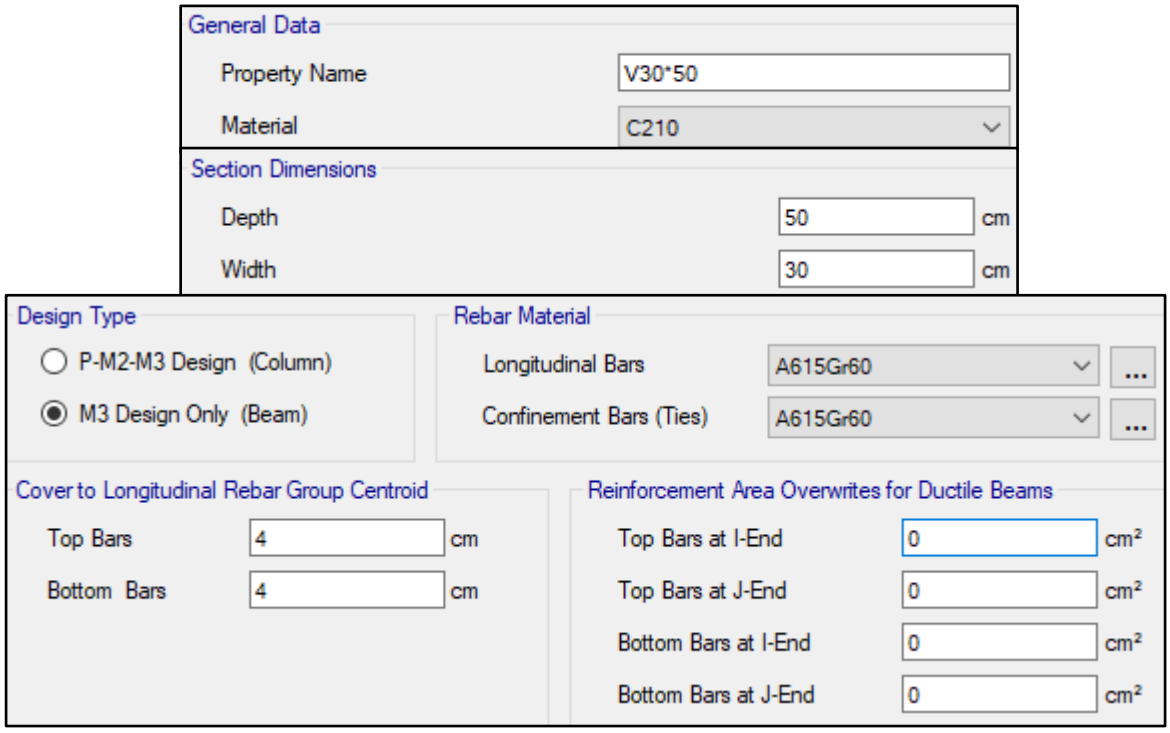
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 8: Definir losa aligerada en 2 direcciones de 20 cm de espesor.



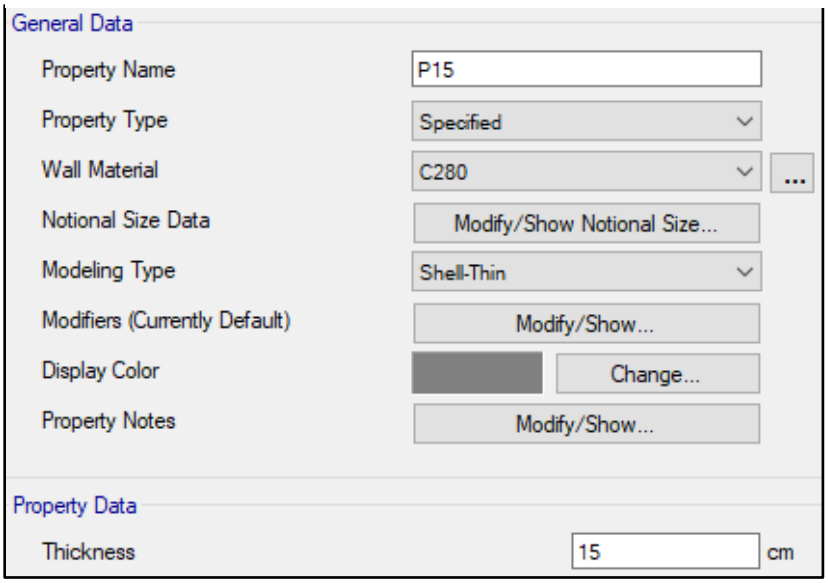
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 9: Definir viga de 30*50.



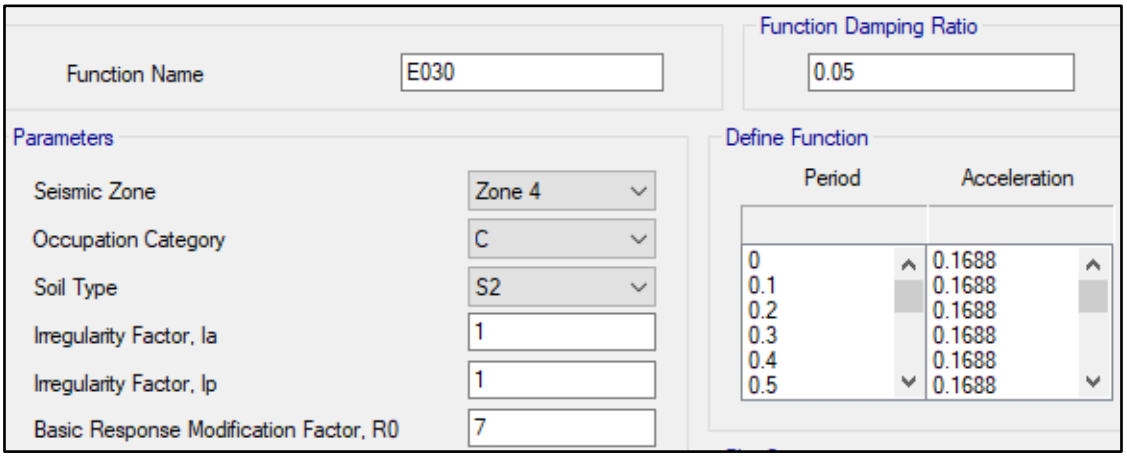
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 10: Definir placa o muro de corte de 15 cm de espesor.



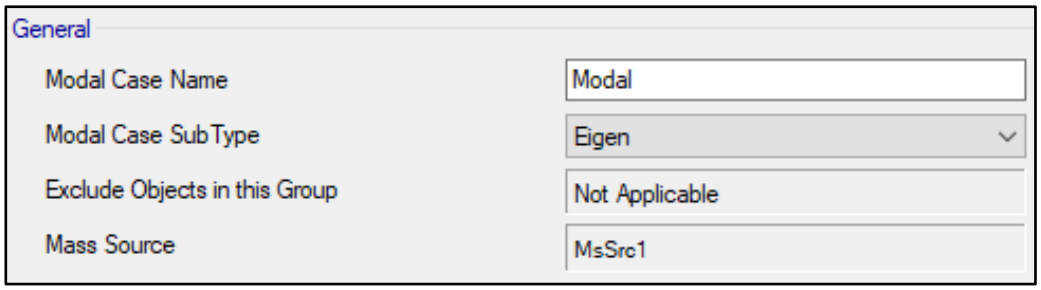
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 11: Definir función del espectro de respuesta según norma E.030.



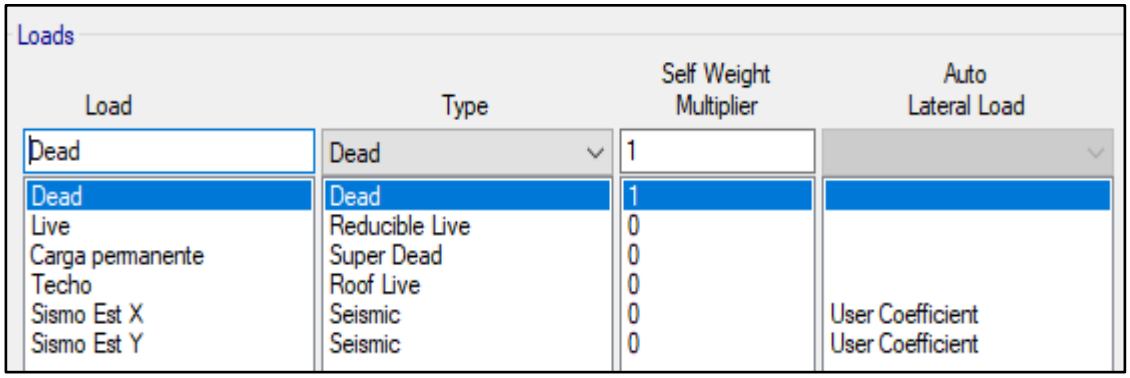
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 12: Definir caso modal.



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 13: Definir patrón de cargas.



Fuente: (Elaboración propia)

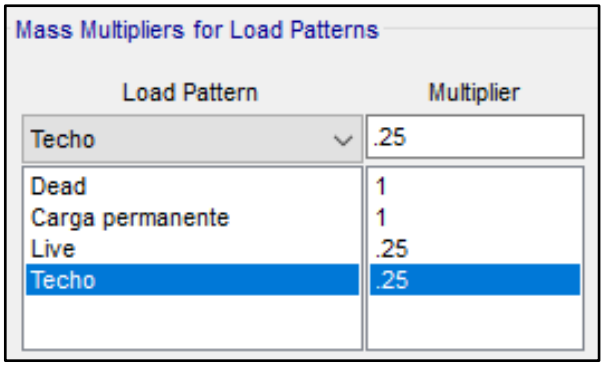
Ilustración 14: Sismo estático en X.

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 15: Sismo estático en Y.

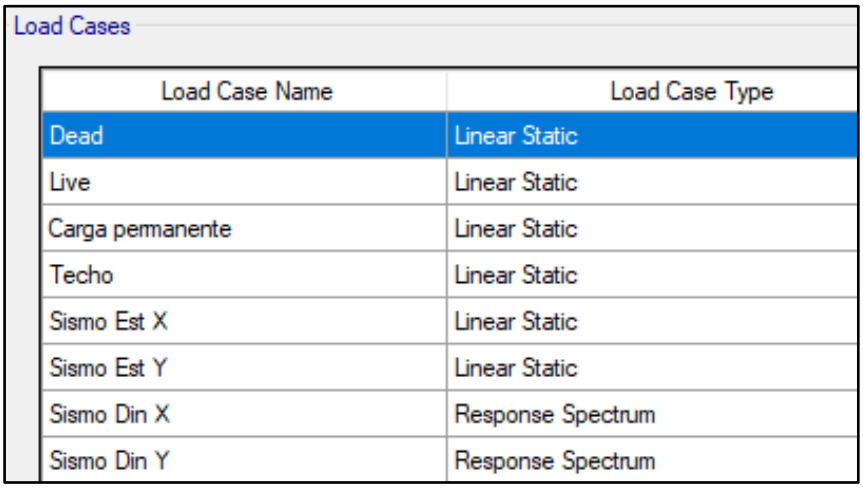
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 16: Definir fuente de masa o peso de la edificación.



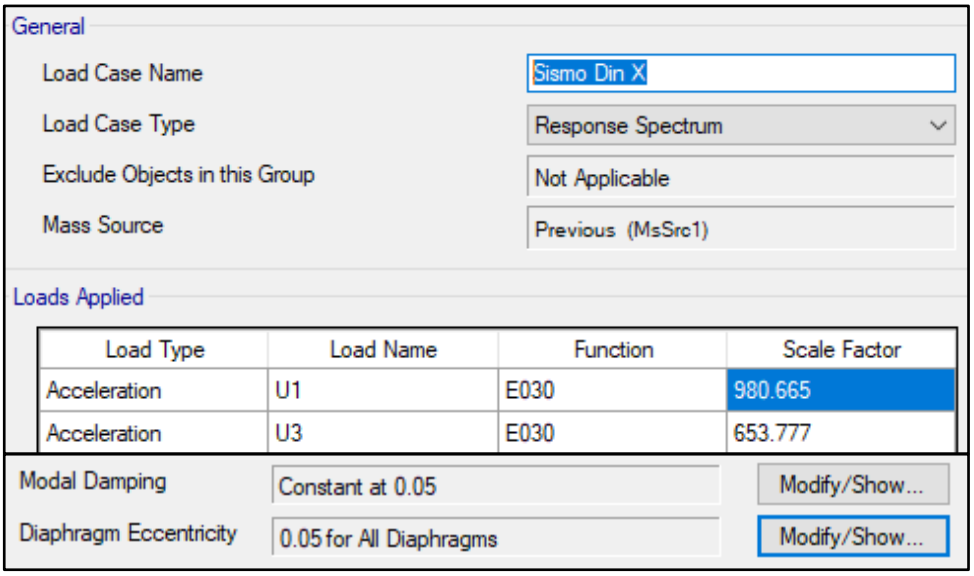
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 17: Casos de carga.



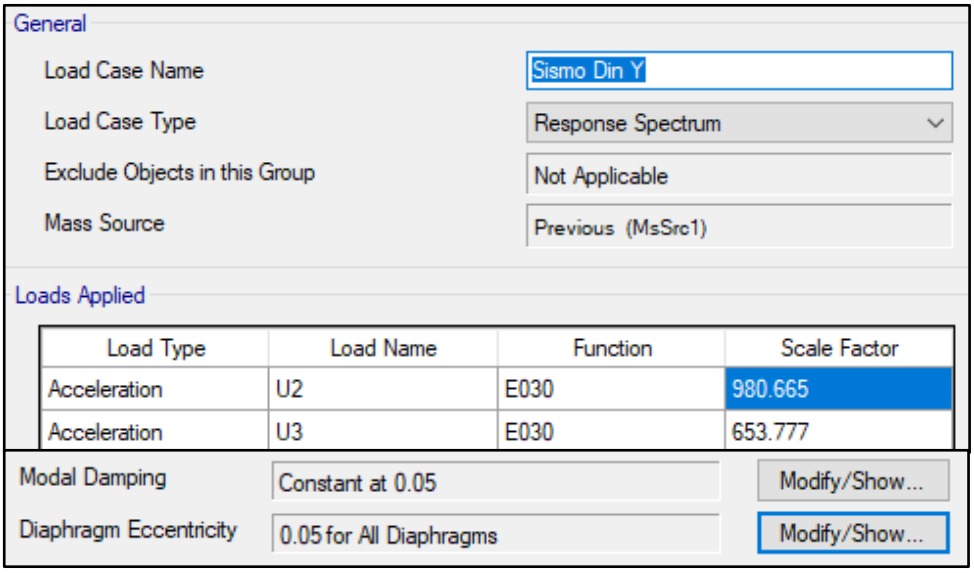
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 18: Sismo dinámico en X.



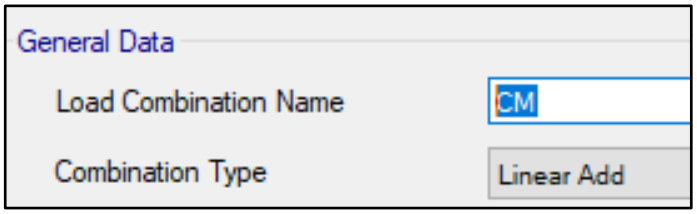
Fuente: (Elaboración propia)

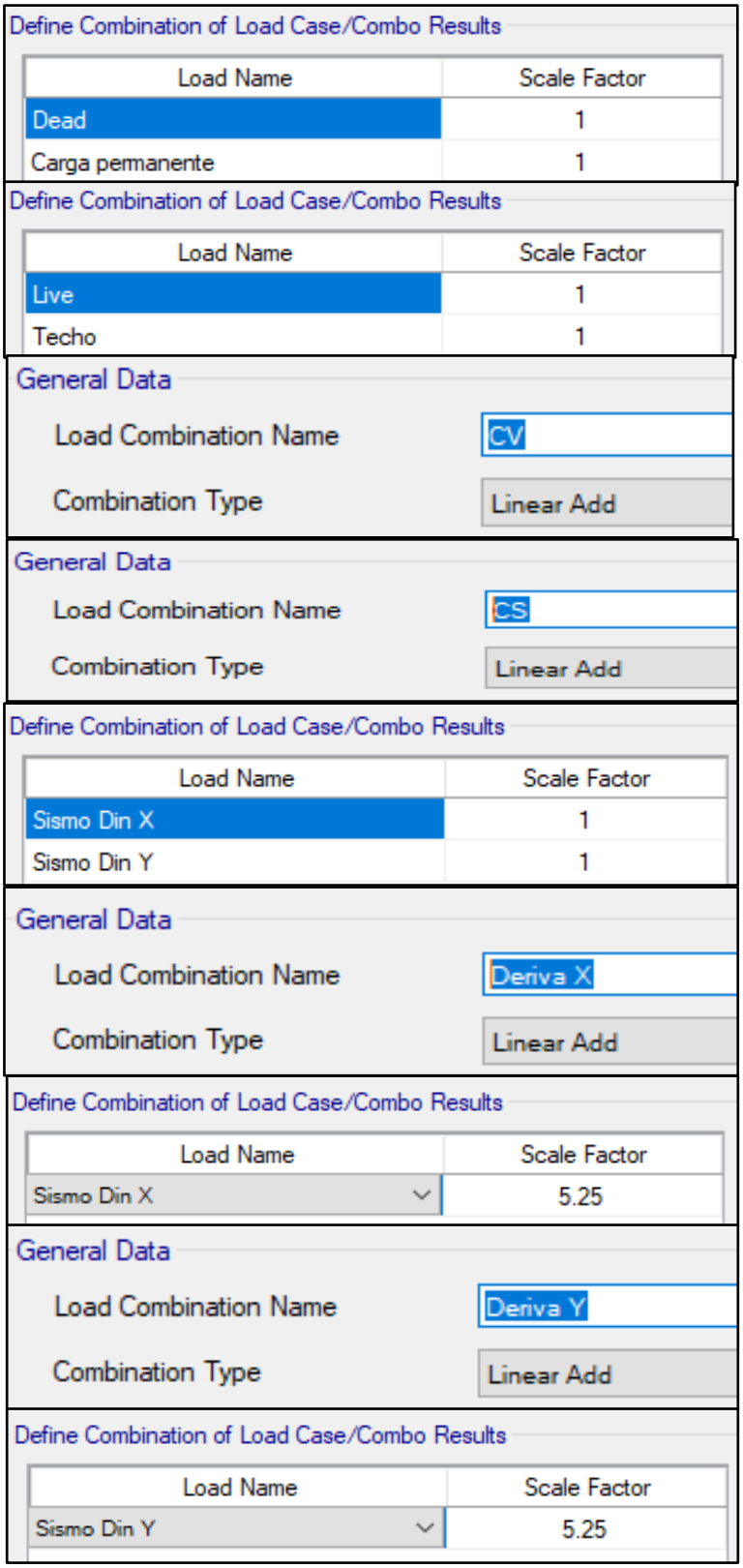
Ilustración 19: Sismo dinámico en Y.



Fuente: (Elaboración propia)

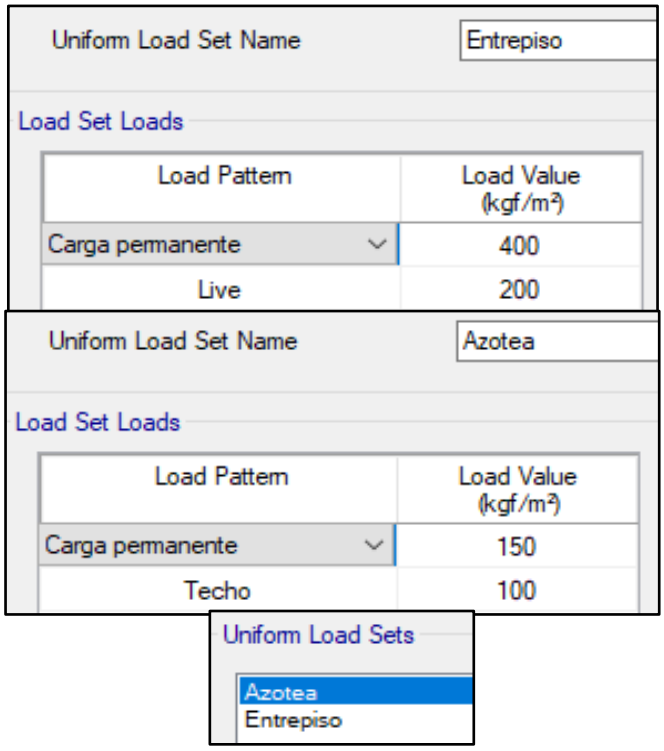
Ilustración 20: Combinación de cargas.





Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 21: Definir valor de cargas en losas.



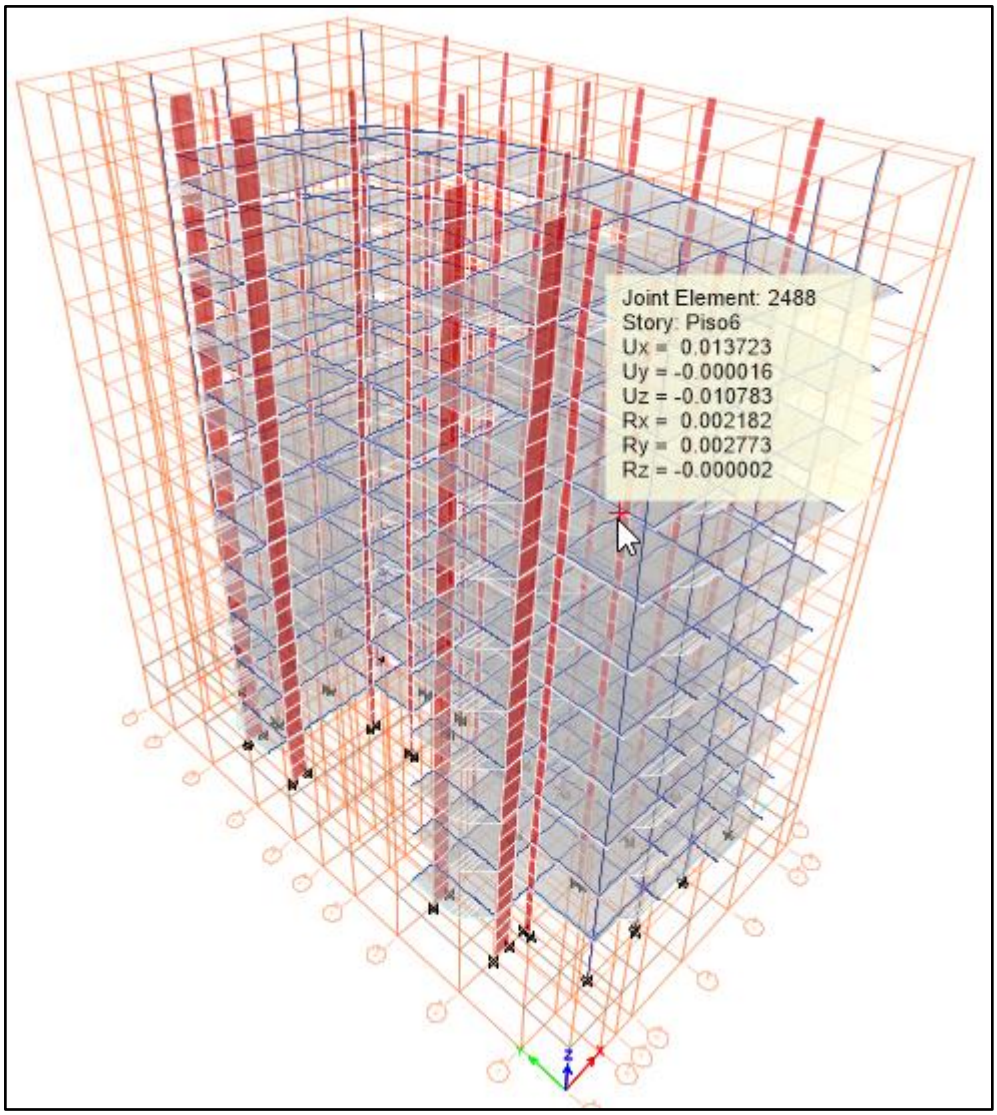
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 22: Ejecutar análisis.

```
---------------------------------


L I N E A R   S T A T I C   C A S E S                                10:40:12

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE            =           2
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK        =           2

LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:

CASE: ~TORSIONSISMO DIN X
CASE: ~TORSIONSISMO DIN Y


M U L T I - S T E P   L I N E A R   S T A T I C   A N A L Y S I S      10:40:13

CASE: SISMO EST X

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOAD STEPS                      =           3

Solving load steps:       1 to       3
```

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 23:Resultado obtenido en análisis.



Fuente: (Elaboración propia)

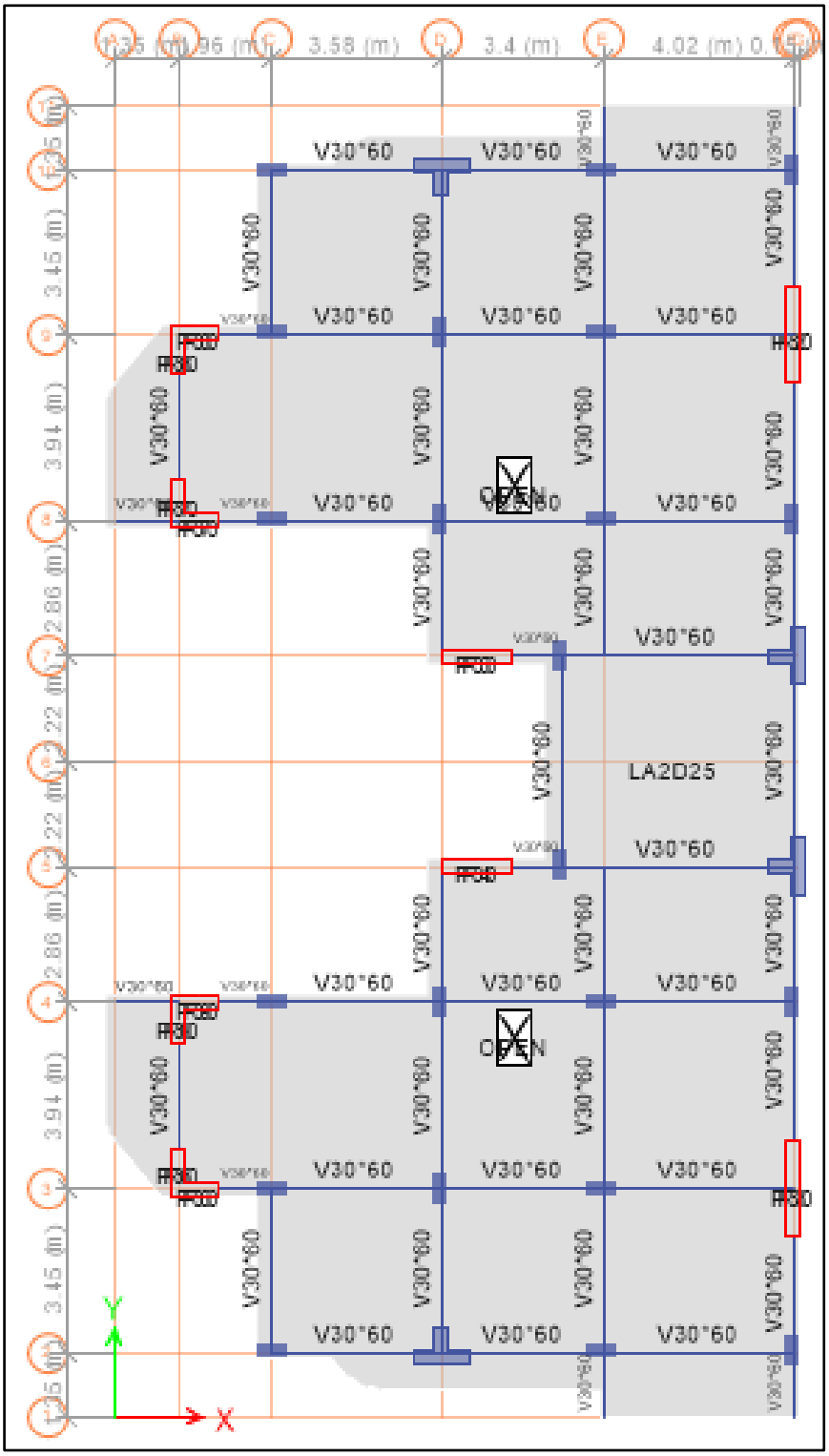
Ilustración 24: Resultados de derivas.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Terraza	Deriva X Max	X	0.019906
Piso10	Deriva X Max	X	0.019463
Terraza	Deriva Y Max	Y	0.019287
Piso10	Deriva Y Max	Y	0.018884
Piso9	Deriva X Max	X	0.018298
Piso9	Deriva Y Max	Y	0.017823
Piso8	Deriva X Max	X	0.016408
Piso8	Deriva Y Max	Y	0.016099
Piso7	Deriva X Max	X	0.014190
Piso7	Deriva Y Max	Y	0.014067
Piso2	Deriva Y Max	Y	0.013561
Piso4	Deriva X Max	X	0.013529
Piso3	Deriva Y Max	Y	0.013504
Piso5	Deriva X Max	X	0.013178
Piso4	Deriva Y Max	Y	0.013011
Piso3	Deriva X Max	X	0.012990
Piso5	Deriva Y Max	Y	0.012329
Piso6	Deriva X Max	X	0.012308
Piso6	Deriva Y Max	Y	0.012301
Piso2	Deriva X Max	X	0.011029
Piso1	Deriva Y Max	Y	0.009150
Piso1	Deriva X Max	X	0.006724
Terraza	Deriva Y Max	X	0.006264
Piso10	Deriva Y Max	X	0.005994
Piso9	Deriva Y Max	X	0.005272
Terraza	Deriva X Max	Y	0.005159
Piso10	Deriva X Max	Y	0.004936
Piso9	Deriva X Max	Y	0.004342
Piso8	Deriva Y Max	X	0.004033
Piso8	Deriva X Max	Y	0.003321
Piso3	Deriva Y Max	X	0.002992
Piso2	Deriva Y Max	X	0.002585
Piso3	Deriva X Max	Y	0.002464
Piso4	Deriva Y Max	X	0.002452
Piso7	Deriva Y Max	X	0.002379
Piso2	Deriva X Max	Y	0.002129
Piso1	Deriva Y Max	X	0.001111
Piso1	Deriva X Max	Y	0.000915

Fuente: (Elaboración propia)

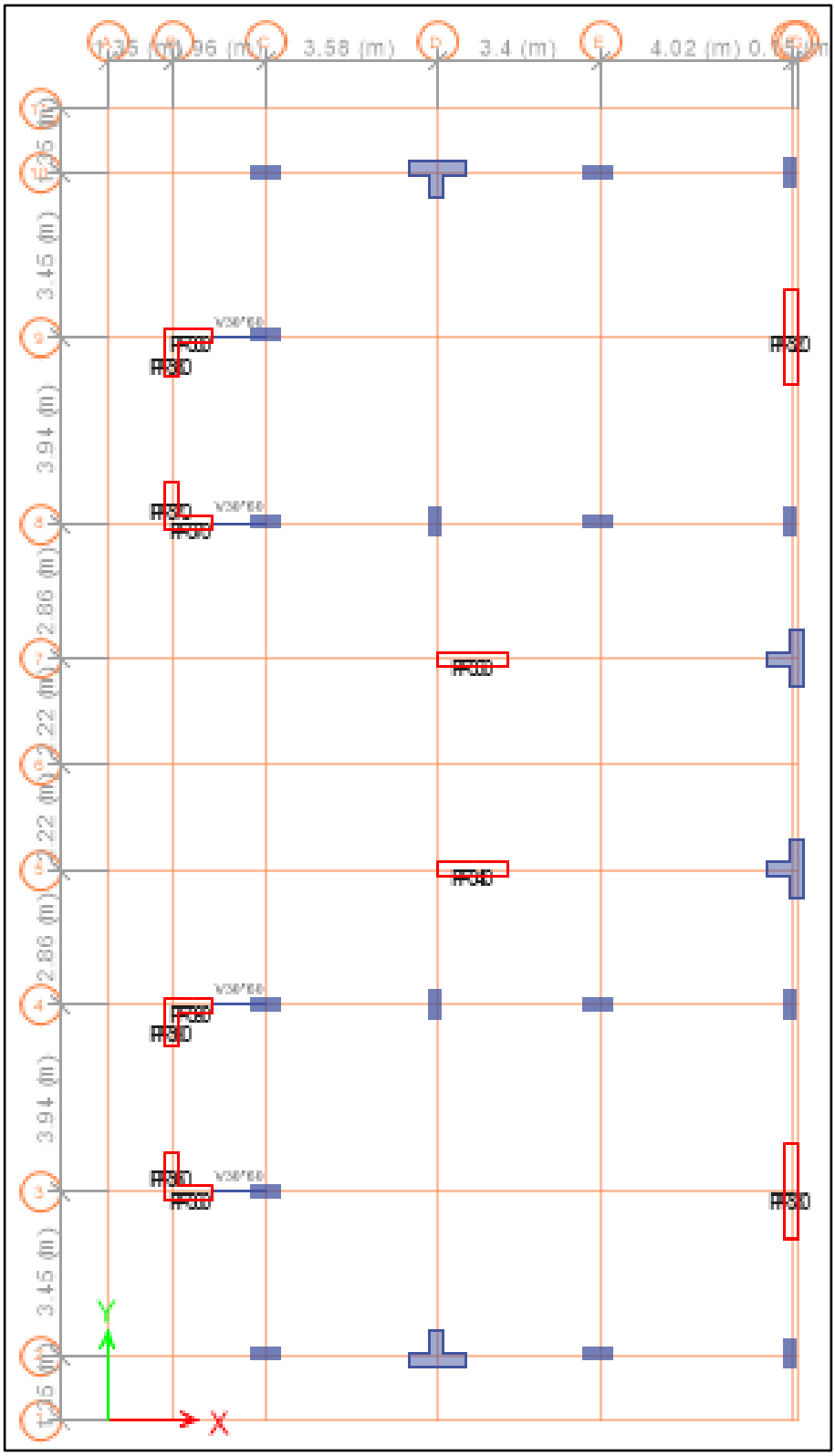
ANEXO 02: PROCESAMIENTO DEL MODELO MEJORADO

Ilustración 25: Modelo 1er. al 10mo.



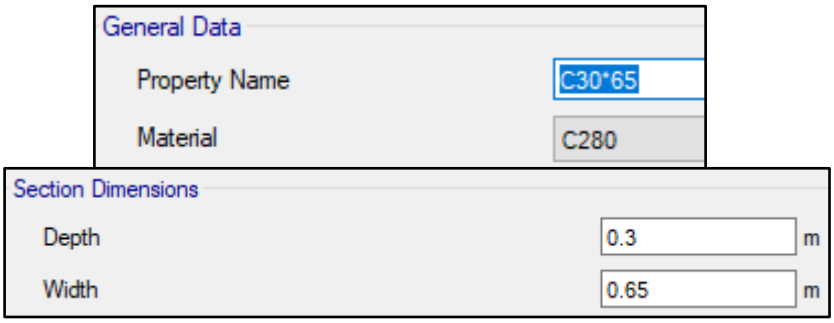
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 26: Modelo Terraza.



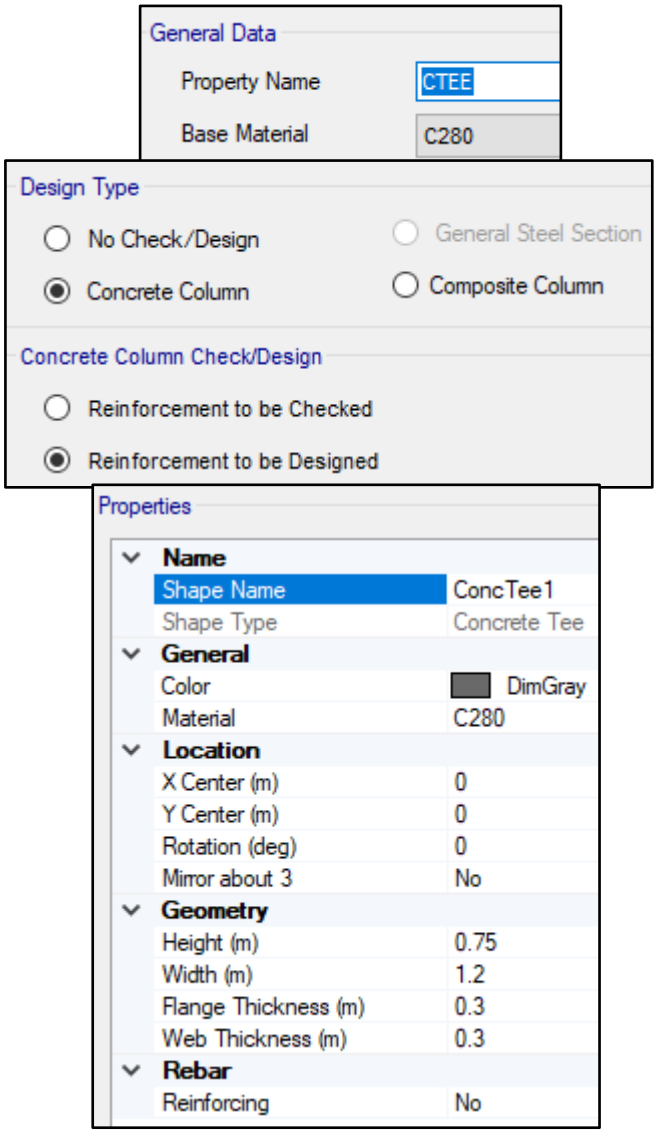
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 27: Columnas de 30x65.



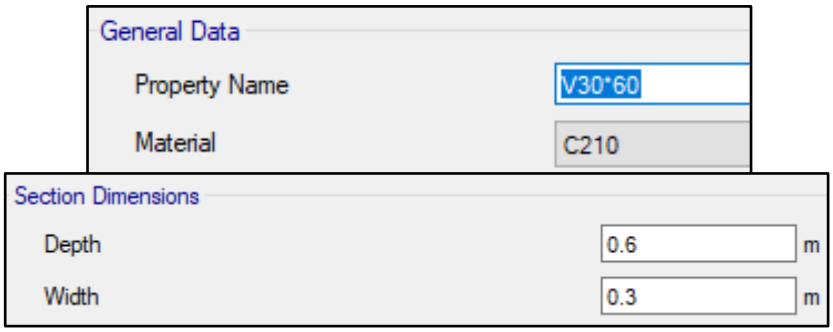
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 28: Columnas Tee.



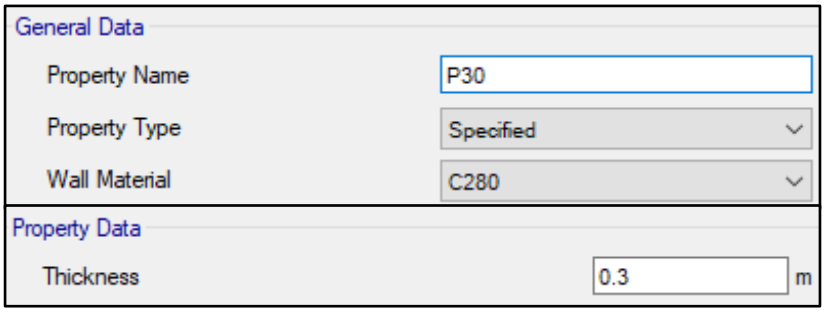
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 29: Vigas 30x60.



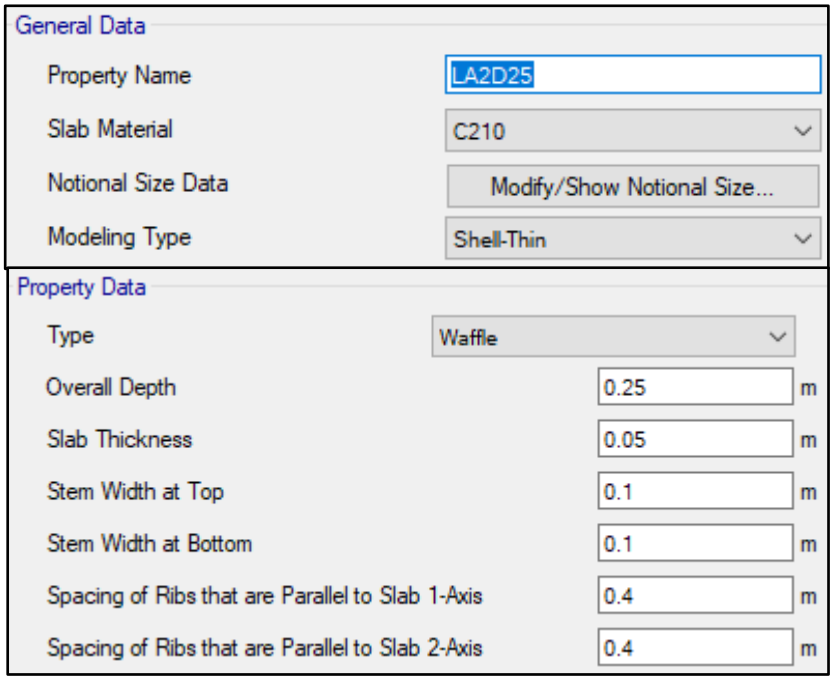
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 30: Placas o muros de corte de 30 cm de espesor.



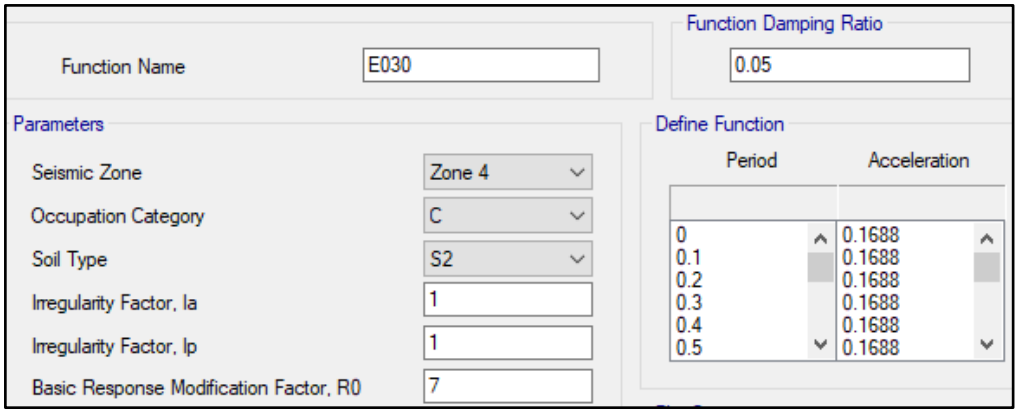
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 31: Losa aligerada en dos direcciones de 25 cm de espesor.



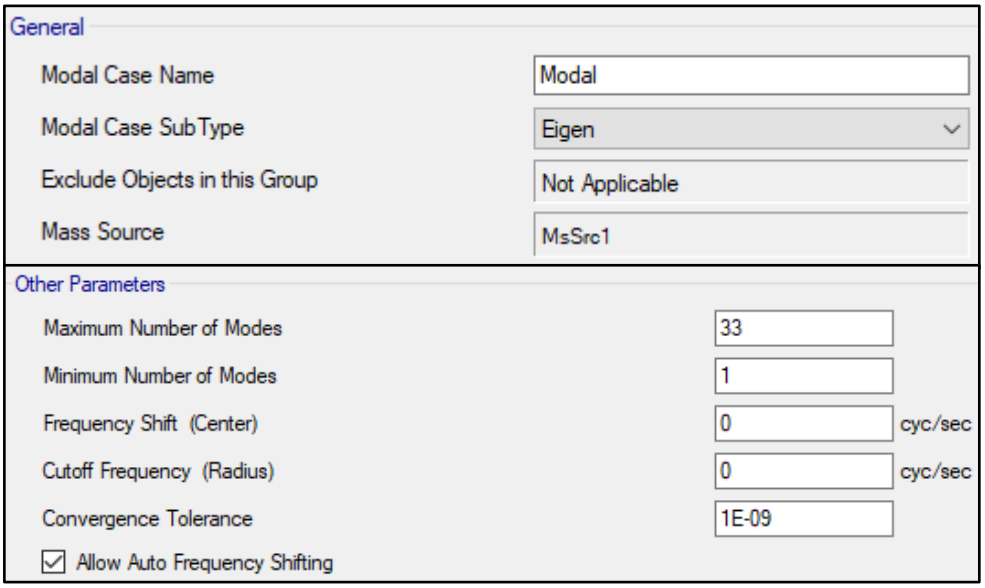
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 32: Definir función del espectro de respuesta según norma E.030.



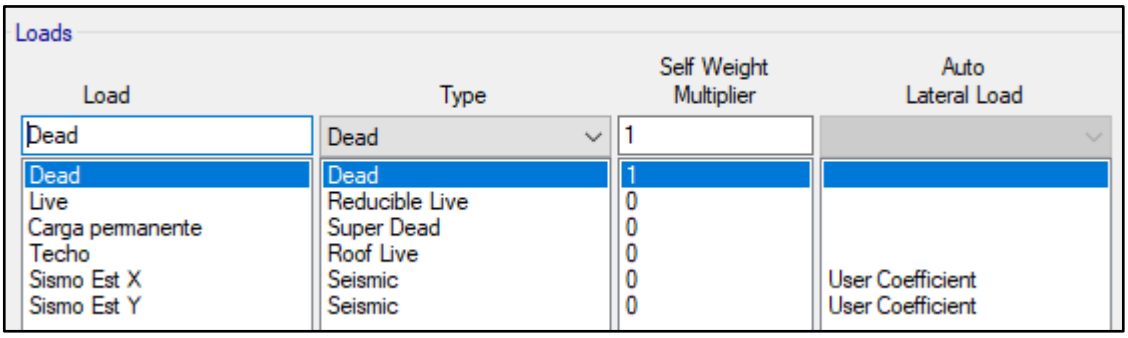
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 33: Definir caso modal.



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 34: Definir patrón de cargas.

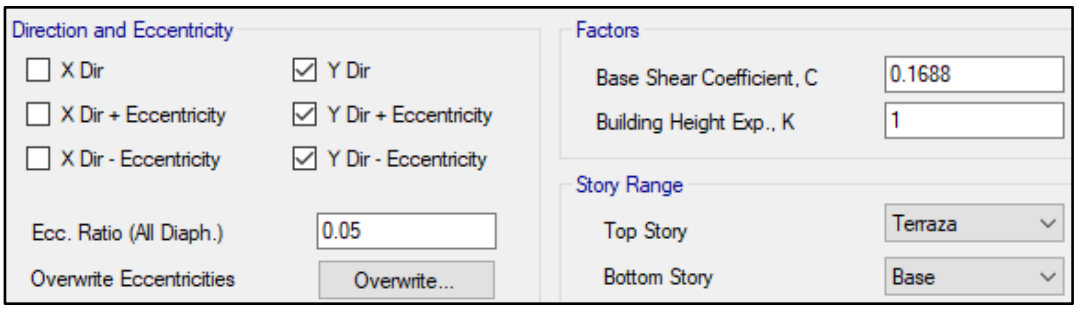


Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 35: Sismo estático en X.

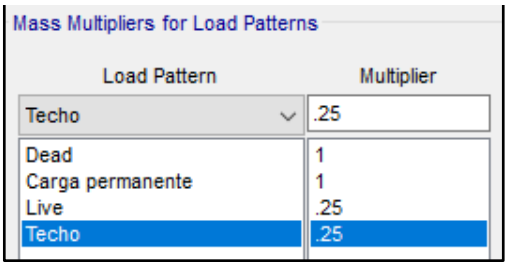
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 36: Sismo estático en Y.



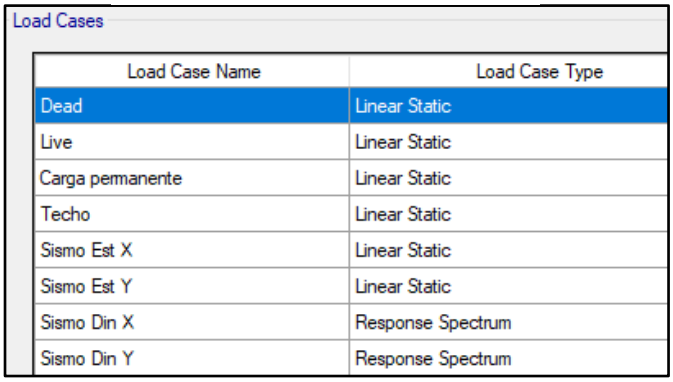
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 37: Definir fuente de masa o peso de la edificación.



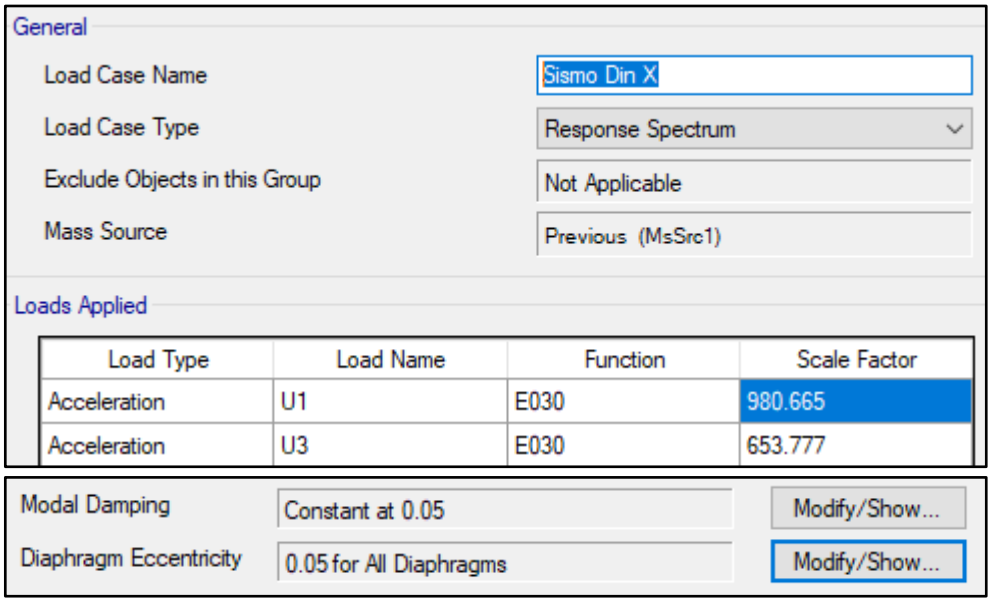
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 38: Casos de carga.



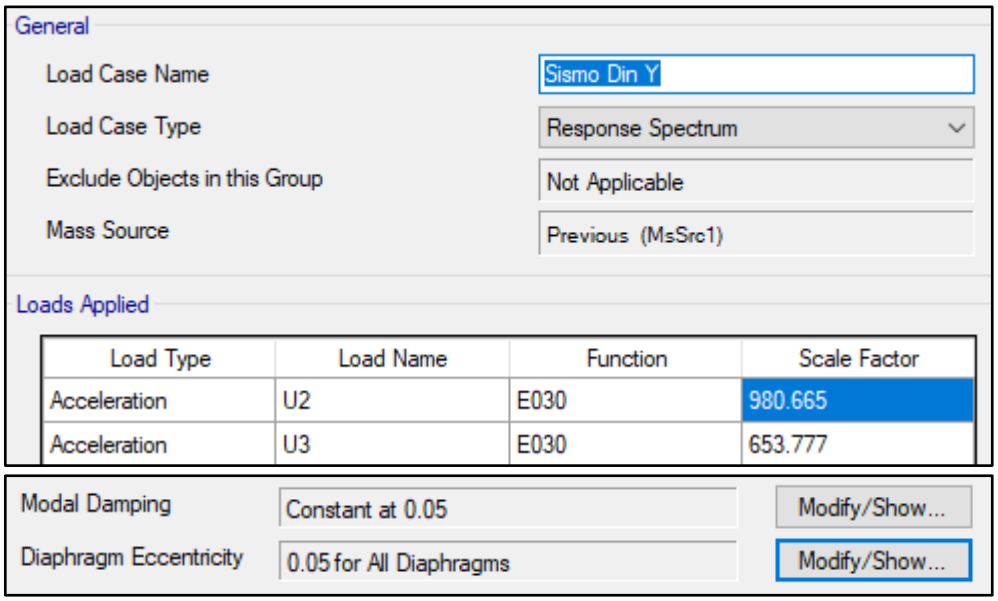
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 39: Sismo dinámico en X.



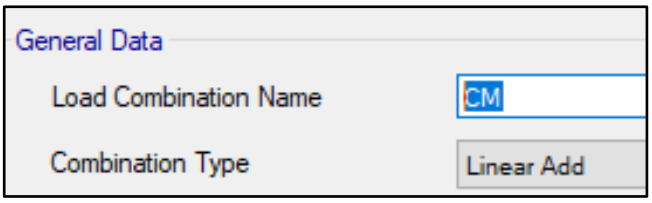
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 40: Sismo dinámico en Y.



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 41: Combinación de cargas.



Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Carga permanente	1

General Data

Load Combination Name: CV

Combination Type: Linear Add

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Live	1
Techo	1

General Data

Load Combination Name: CS

Combination Type: Linear Add

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Sismo Din X	1
Sismo Din Y	1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 42: U1 = 1.4 CM + 1.7 CV.

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.4
CV	1.7

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 43: U2 = 1.25 (CM + CV) + CS.

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.25
CV	1.25
CS	1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 44: U3 = 1.25 (CM + CV) - CS.

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	1.25
CV	1.25
CS	-1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 45: U4 = 0.9 CM + CS.

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	0.90
CS	1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 46: U5 = 0.9 CM – CS.

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CM	0.9
CS	-1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 47: ENV = U1 + U2 + U3 + U4 + U5.

General Data

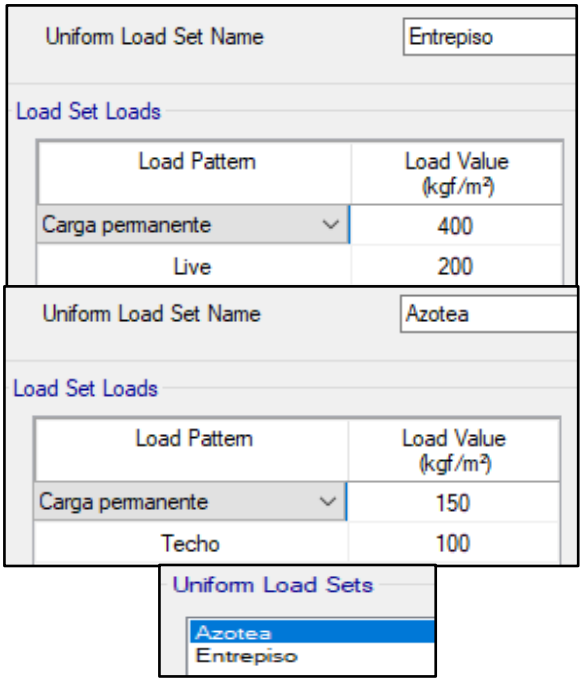
Load Combination Name	ENV = U1 + U2 + U3 + U4 + U5
Combination Type	Envelope

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
U1 = 1.4 CM + 1.7 CV	1
U2 = 1.25 (CM + CV) + CS	1
U3 = 1.25 (CM + CV) - CS	1
U4 = 0.9 CM + CS	1
U5 = 0.9 CM - CS	1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 48: Definir valor de cargas en losas.



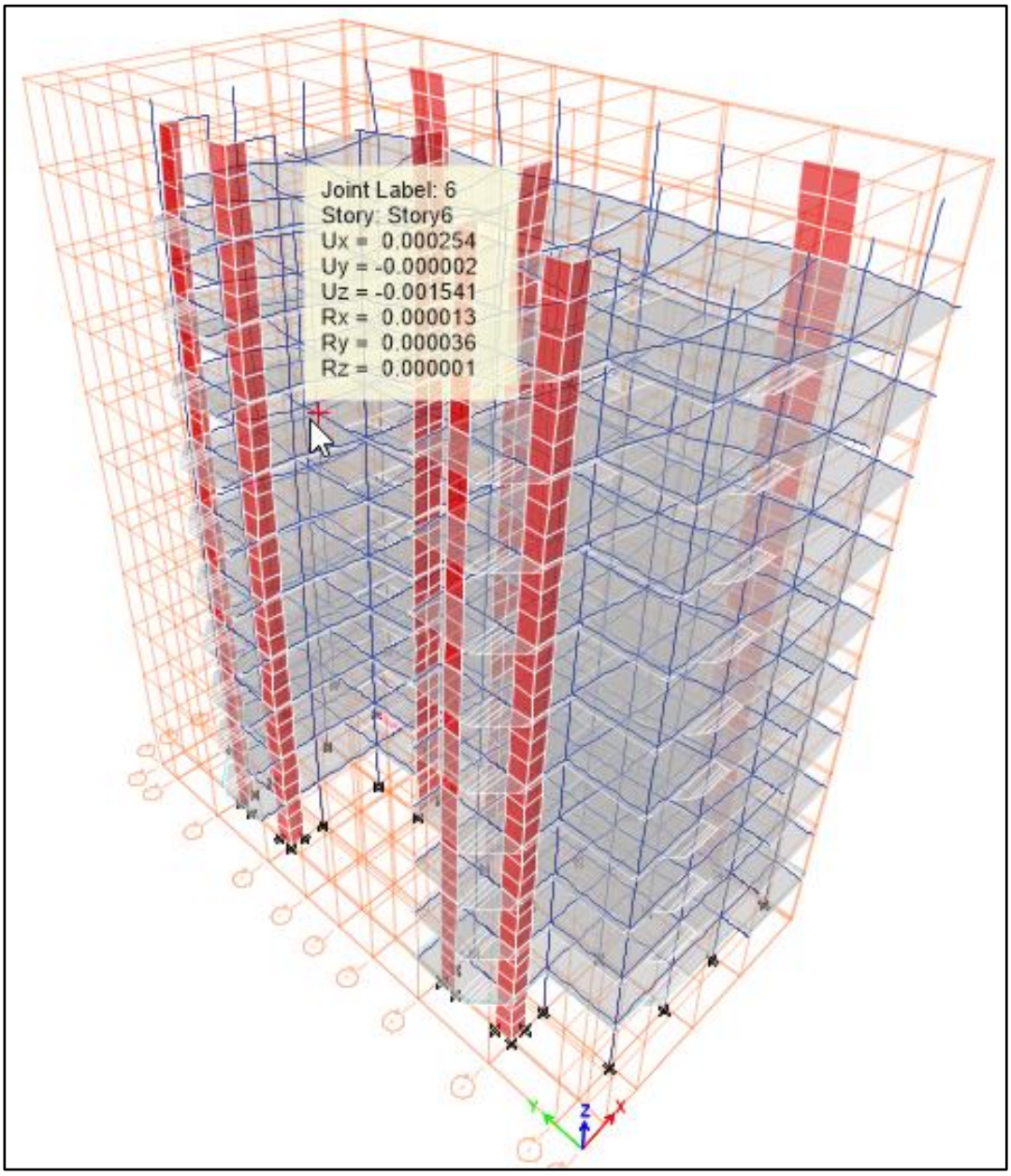
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 49: Definir código de diseño en concreto según Norma E.060.

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-08
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Rho	1
08	Design System Sds	0.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled Tied)	0.7
11	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
12	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
13	Phi (Shear Seismic)	0.85
14	Phi (Joint Shear)	0.85
15	Pattern Live Load Factor	0.75
16	Utilization Factor Limit	1

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 50: Ejecutar análisis.



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 51: Resultados de las derivas.

TABLE: Story Drifts			
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story4	Deriva Max	X	0.006597
Story3	Deriva Max	X	0.006499
Story5	Deriva Max	X	0.006381
Story6	Deriva Max	X	0.005947
Story2	Deriva Max	X	0.005809
Story7	Deriva Max	X	0.005338
Story4	Deriva Max	Y	0.005063
Story3	Deriva Max	Y	0.005012
Story5	Deriva Max	Y	0.004876
Story2	Deriva Max	Y	0.004592
Story8	Deriva Max	X	0.004586
Story6	Deriva Max	Y	0.004531
Story7	Deriva Max	Y	0.004069
Story9	Deriva Max	X	0.003726
Story8	Deriva Max	Y	0.003518
Story1	Deriva Max	X	0.003297
Story9	Deriva Max	Y	0.002927
Terraza	Deriva Max	X	0.002853
Story10	Deriva Max	X	0.002832
Terraza	Deriva Max	Y	0.002712
Story1	Deriva Max	Y	0.002692
Story10	Deriva Max	Y	0.002433

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 52: Modos de vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	0.847	0.7701	0.0000
Modal	2	0.768	0.7701	0.6279
Modal	3	0.723	0.7701	0.7765
Modal	4	0.262	0.8912	0.7765
Modal	5	0.242	0.8912	0.8613
Modal	6	0.228	0.8912	0.8941
Modal	7	0.140	0.9354	0.8941
Modal	8	0.138	0.9354	0.8941
Modal	9	0.134	0.9354	0.9166
Modal	10	0.125	0.9354	0.9355
Modal	11	0.118	0.9356	0.9355
Modal	12	0.093	0.9542	0.9355
Modal	13	0.092	0.9542	0.9443
Modal	14	0.091	0.9550	0.9443
Modal	15	0.089	0.9550	0.9459
Modal	16	0.089	0.9553	0.9459
Modal	17	0.089	0.9553	0.9460
Modal	18	0.088	0.9553	0.9466
Modal	19	0.088	0.9554	0.9466
Modal	20	0.088	0.9577	0.9466
Modal	21	0.087	0.9577	0.9481
Modal	22	0.087	0.9588	0.9481
Modal	23	0.085	0.9588	0.9487
Modal	24	0.085	0.9589	0.9487
Modal	25	0.085	0.9589	0.9488
Modal	26	0.085	0.9592	0.9488
Modal	27	0.082	0.9592	0.9587
Modal	28	0.071	0.9626	0.9587
Modal	29	0.071	0.9626	0.9591
Modal	30	0.069	0.9626	0.9591
Modal	31	0.068	0.9626	0.9661
Modal	32	0.066	0.9666	0.9661
Modal	33	0.066	0.9738	0.9661

Fuente: (Elaboración propia)

ANEXO 03: PROCESAMIENTO ANÁLISIS NO LINEAL

Ilustración 53: Carga sísmica horizontal equivalente.

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Sismo Est Y equiv	Seismic	0	User Loads
Dead	Dead	1	
Live	Reducible Live	0	
Carga permanente	Super Dead	0	
Techo	Roof Live	0	
Sismo Est X	Seismic	0	User Coefficient
Sismo Est Y	Seismic	0	User Coefficient
Sismo Est X equiv	Seismic	0	User Loads
Sismo Est Y equiv	Seismic	0	User Loads

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf
Terraza	D1	7.93	0
Story10	D1	58.76	0
Story9	D1	156.55	0
Story8	D1	294.4	0
Story7	D1	466.59	0
Story6	D1	668.39	0
Story5	D1	895.54	0
Story4	D1	1143.97	0
Story3	D1	1409.15	0
Story2	D1	1685.96	0
Story1	D1	1968	0

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf
Terraza	D1	0	8.20
Story10	D1	0	61.73
Story9	D1	0	166.79
Story8	D1	0	316.68
Story7	D1	0	505.59
Story6	D1	0	728.18
Story5	D1	0	979.53
Story4	D1	0	1254.72
Story3	D1	0	1548.28
Story2	D1	0	1854.26
Story1	D1	0	2165.49

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 54: Cargas no lineales CGNL y AENL.

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Techo	Linear Static
Sismo Est X	Linear Static
Sismo Est Y	Linear Static
Sismo Din X	Response Spectrum
Sismo Din Y	Response Spectrum
Sismo Est X equiv	Linear Static
Sismo Est Y equiv	Linear Static
CGNL	Nonlinear Static
AENL	Nonlinear Static

Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 55: Carga CGNL.

General

Load Case Name	CGNL
Load Case Type	Nonlinear Static
Exclude Objects in this Group	Not Applicable
Mass Source	Previous

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

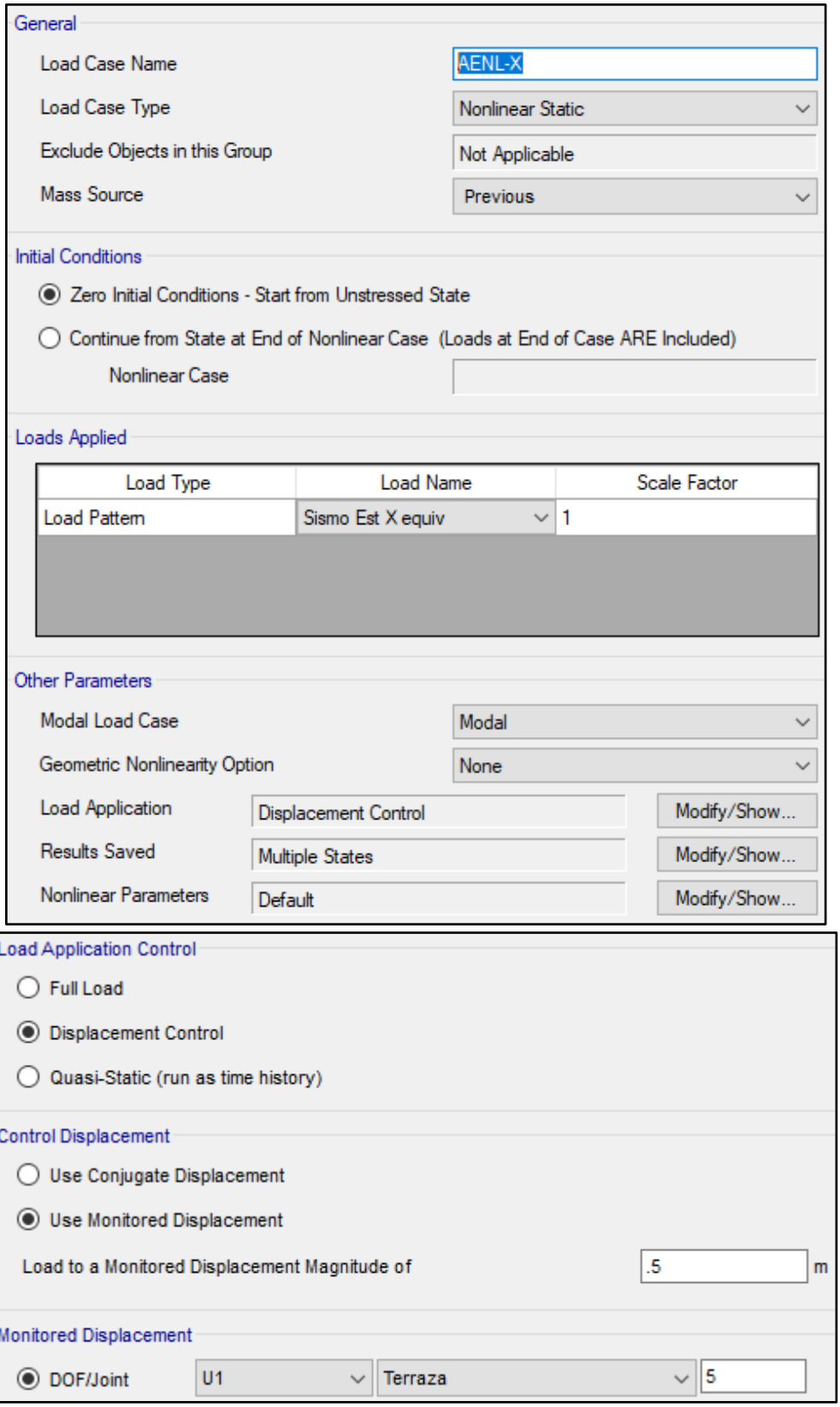
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Carga permanente	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Techo	0.25

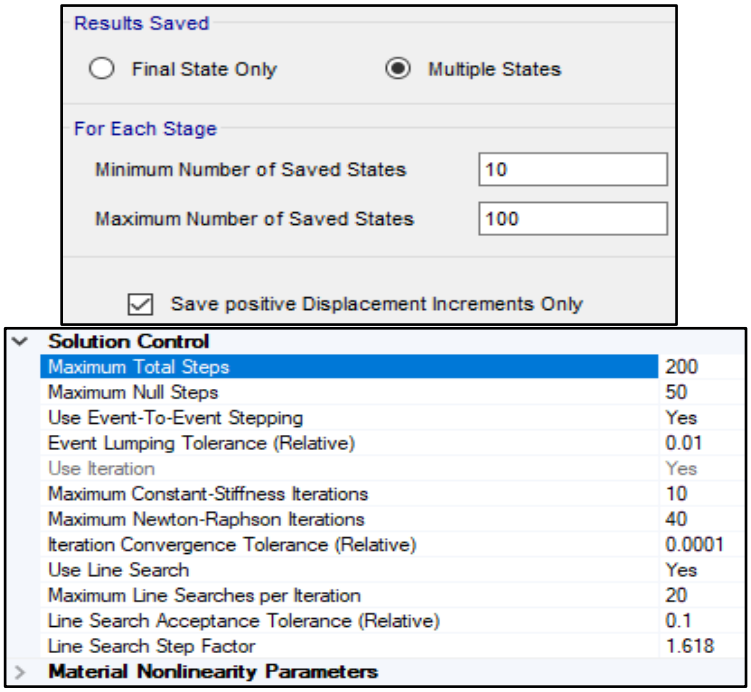
Other Parameters

Modal Load Case	Modal	
Geometric Nonlinearity Option	None	
Load Application	Full Load	Modify/Show...
Results Saved	Final State Only	Modify/Show...
Nonlinear Parameters	Default	Modify/Show...

Fuente: (Elaboración propia)

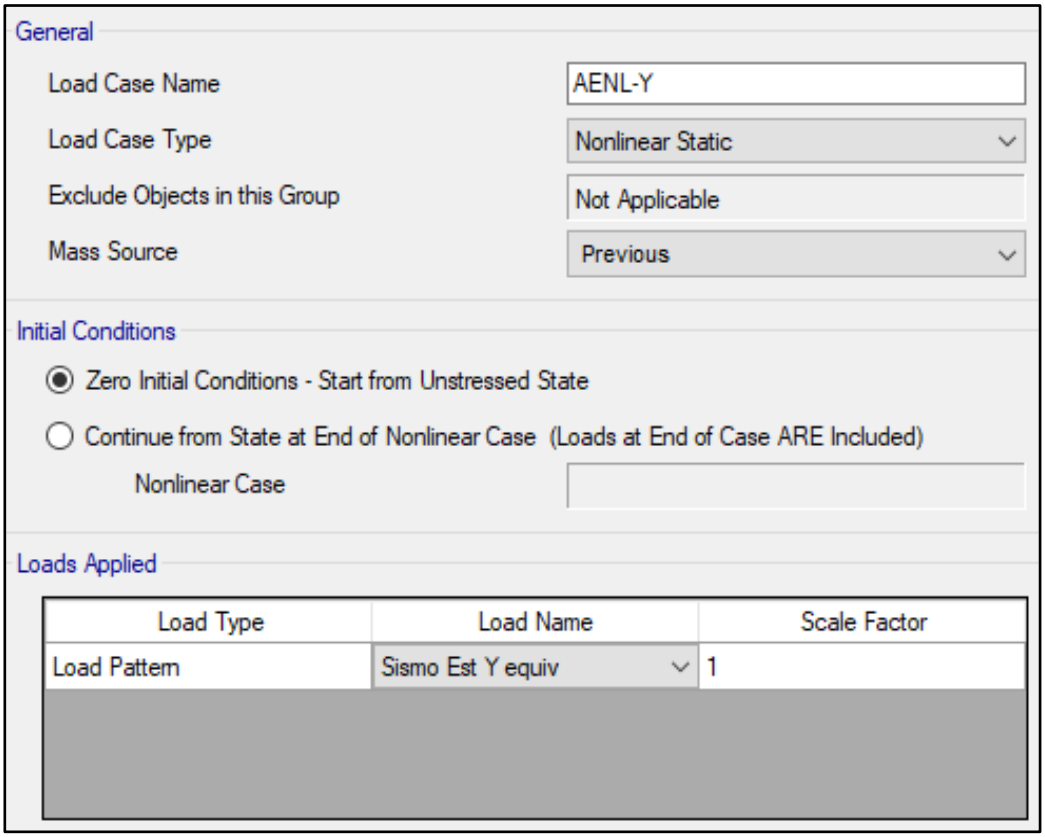
Ilustración 56: Carga AENL-X.

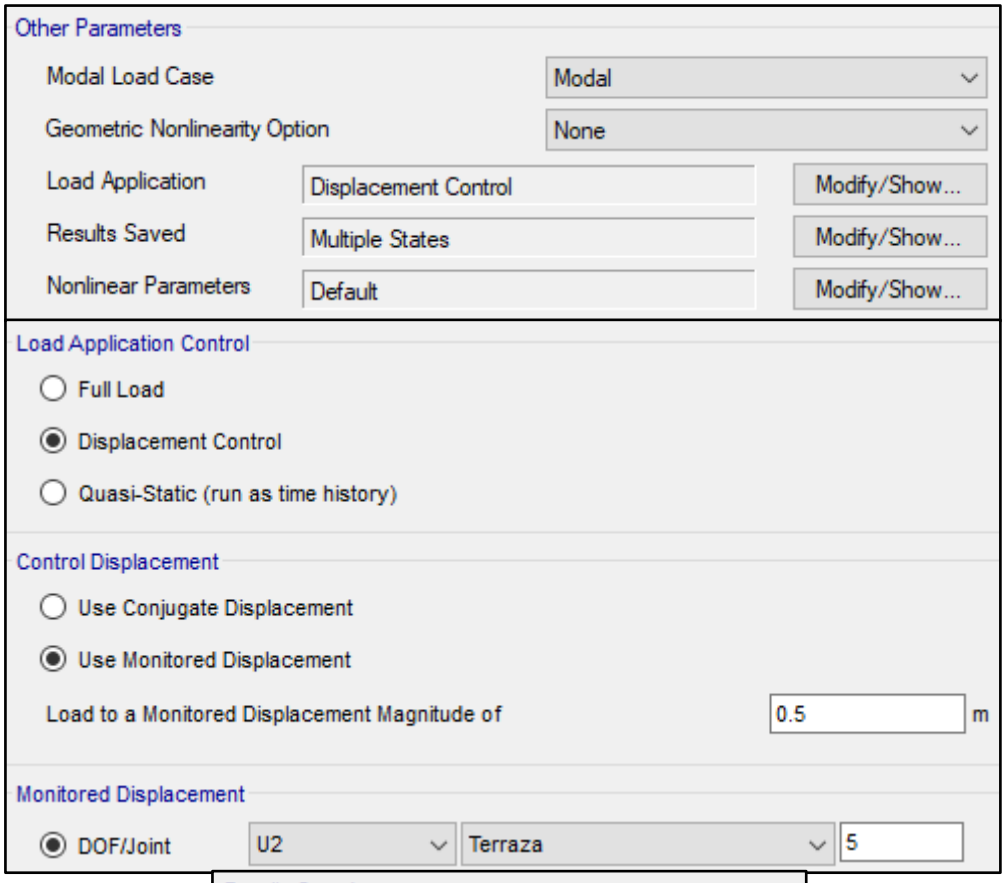


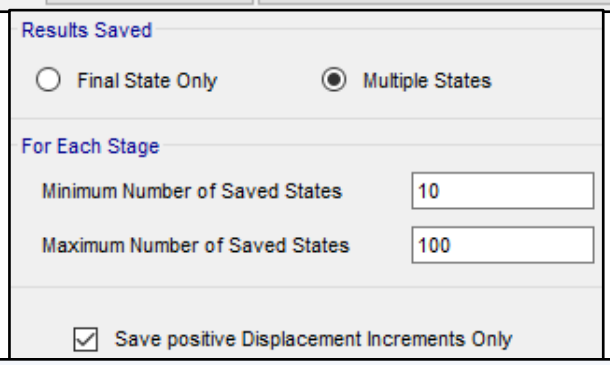


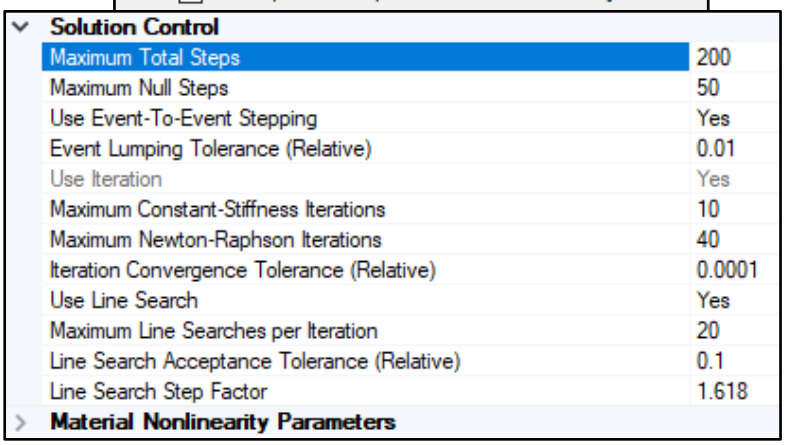
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 57: Carga AENL-Y.



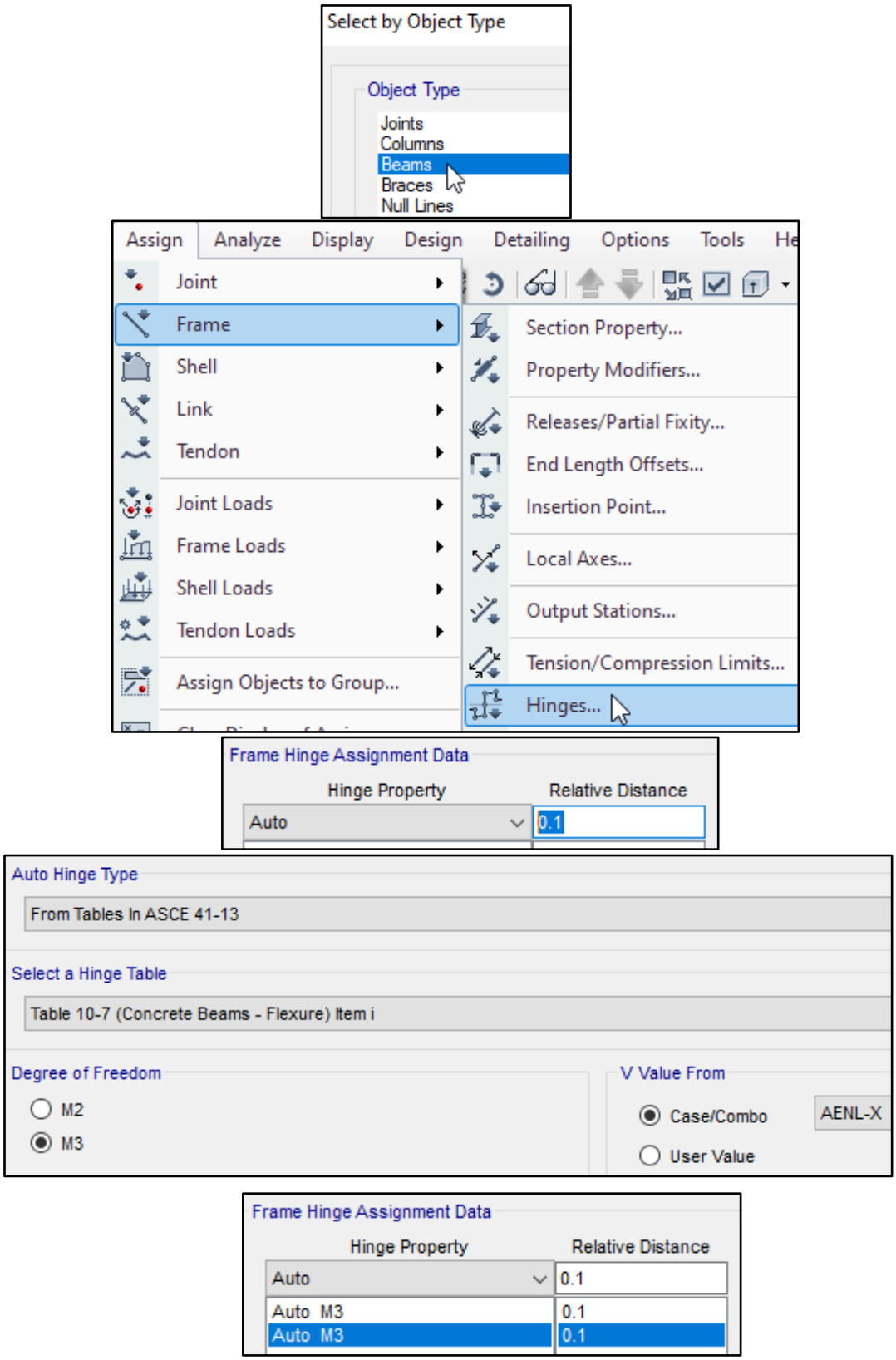


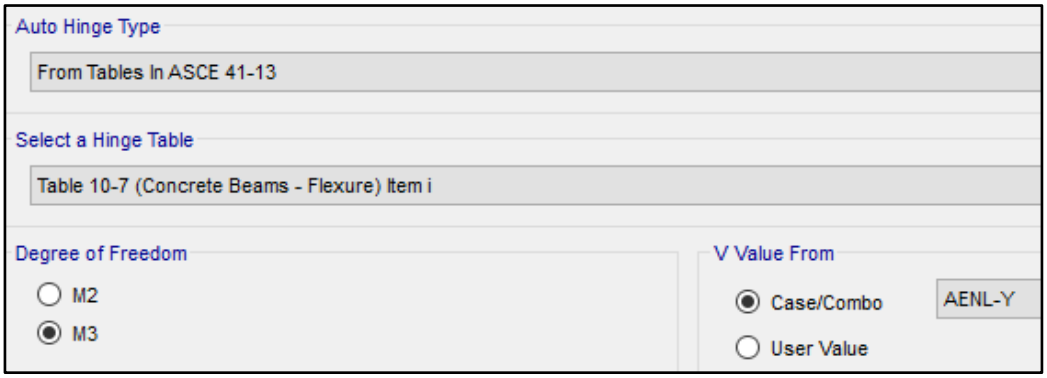


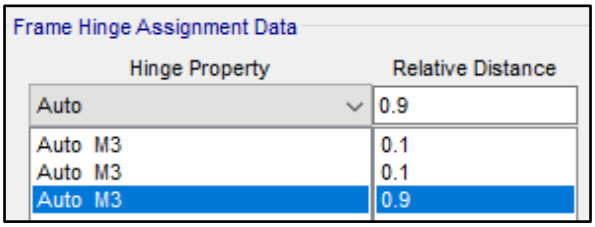


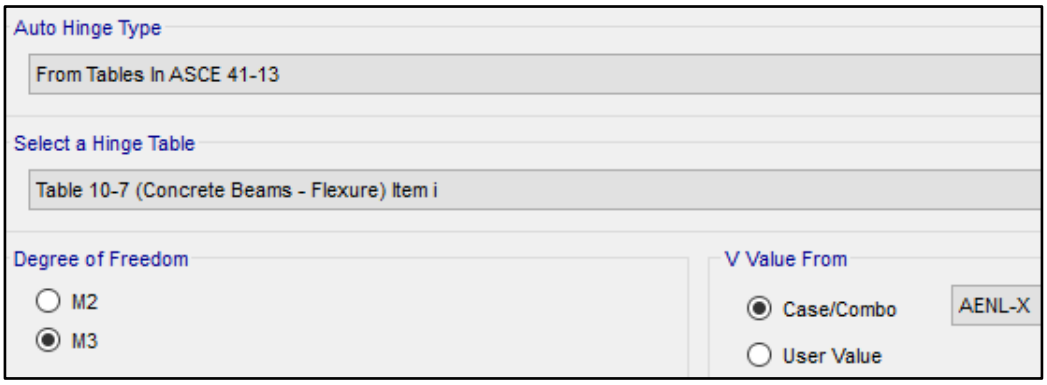
Fuente: (Elaboración propia)

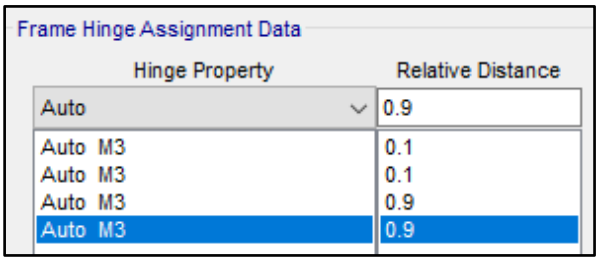
Ilustración 58: Asignación de rótulas en vigas.

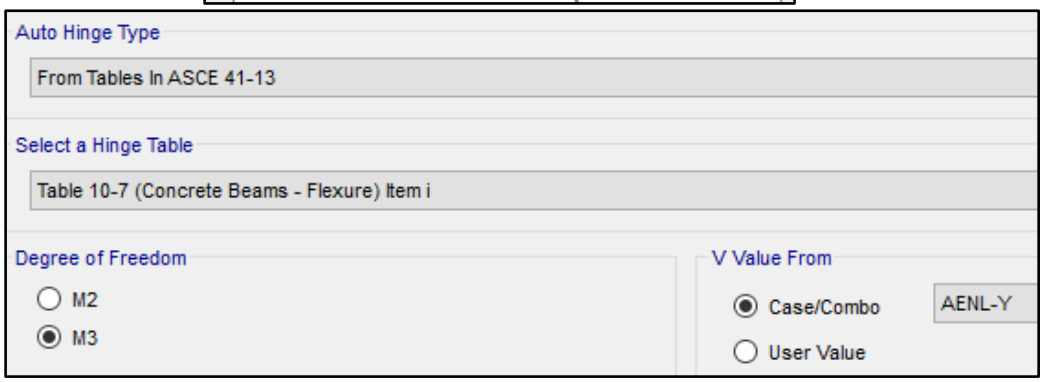






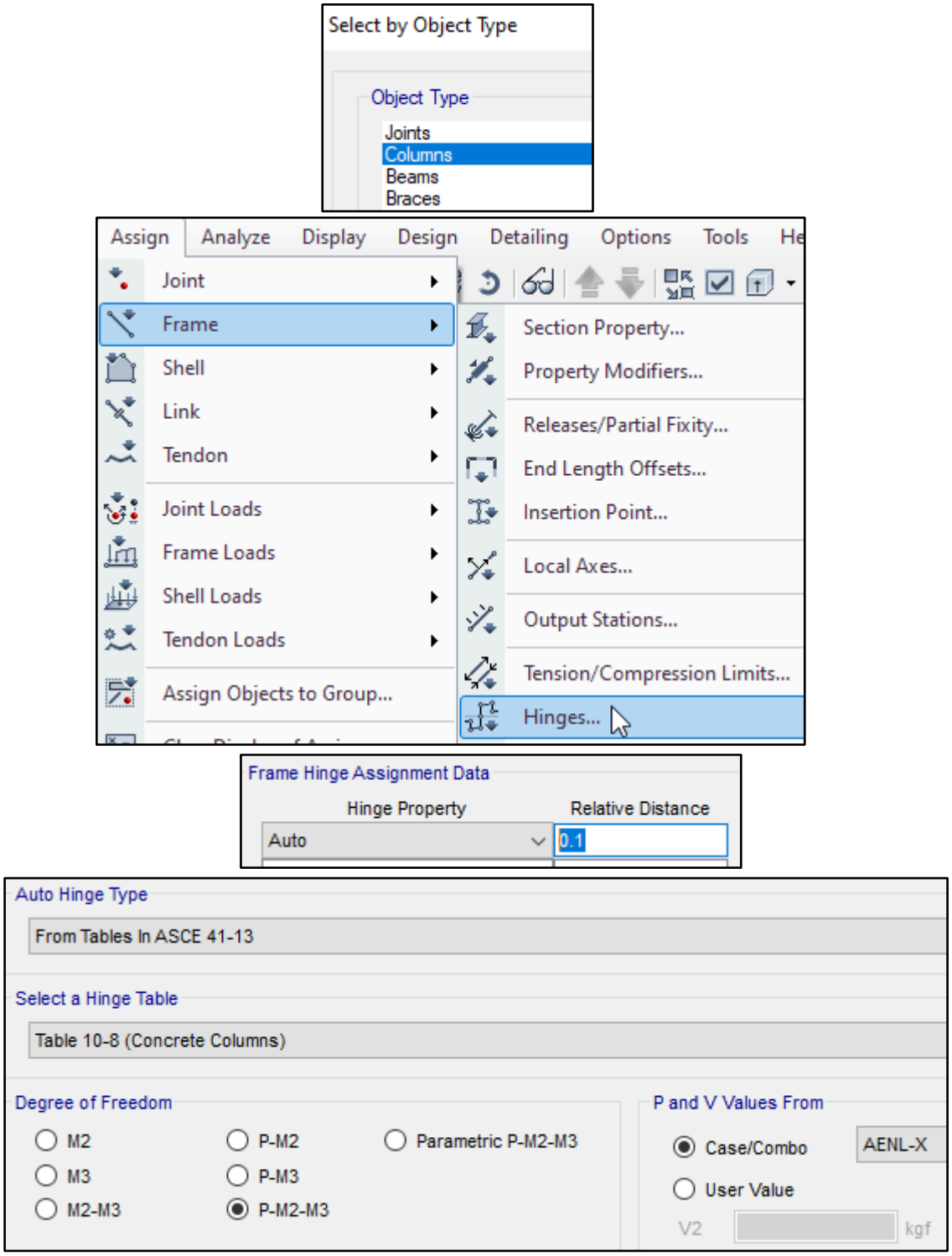


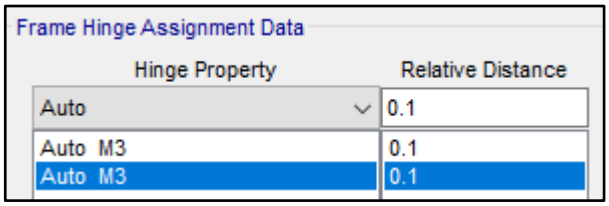


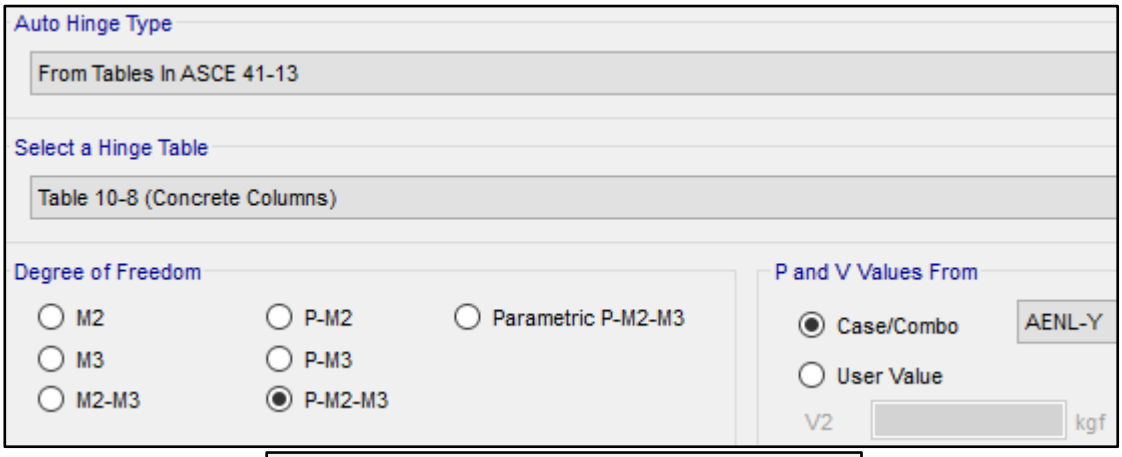


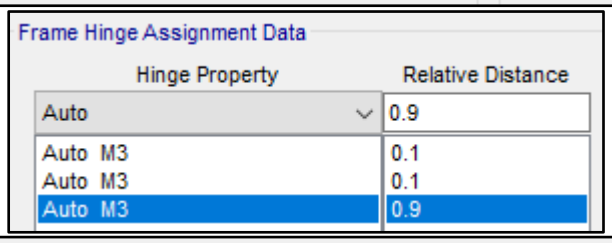
Fuente: (Elaboración propia)

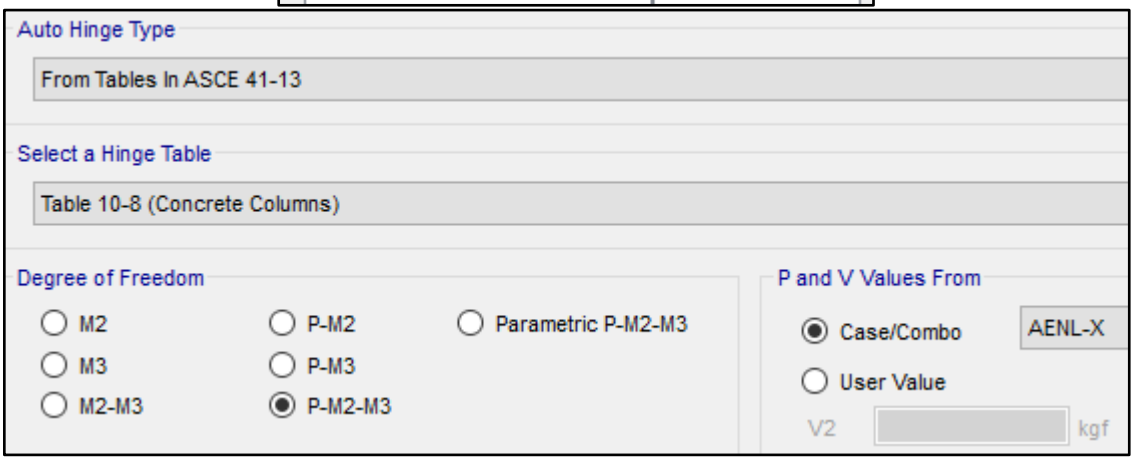
Ilustración 59: Asignación de rótulas en columnas.

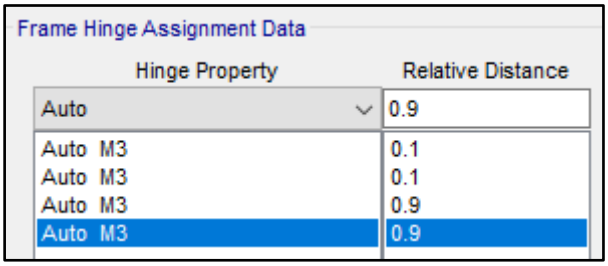


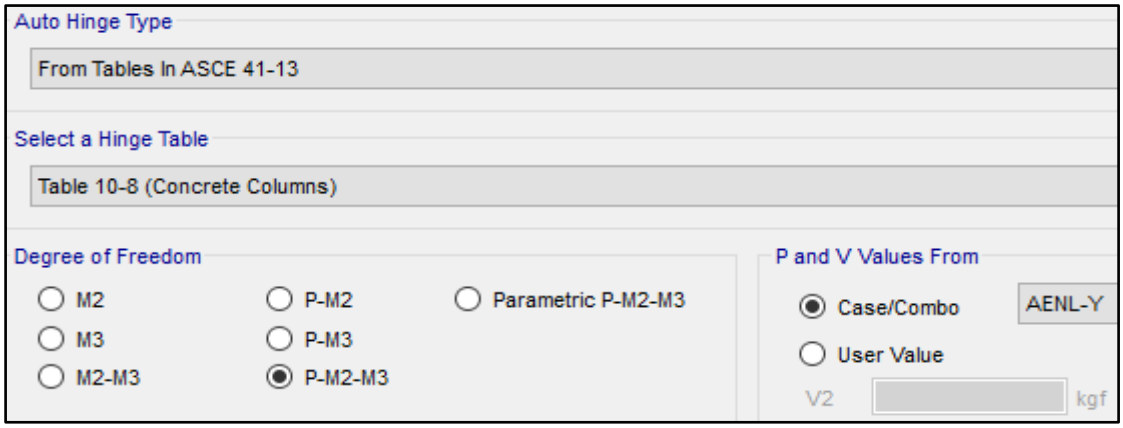

Frame Hinge Assignment Data
Hinge Property
Relative Distance
Auto
0.1
Auto M3
0.1
Auto M3
0.1


Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13
Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)
Degree of Freedom
M2
M3
M2-M3
P-M2
P-M3
P-M2-M3
Parametric P-M2-M3
P and V Values From
Case/Combo
AENL-Y
User Value
V2
kgf


Frame Hinge Assignment Data
Hinge Property
Relative Distance
Auto
0.9
Auto M3
0.1
Auto M3
0.1
Auto M3
0.9

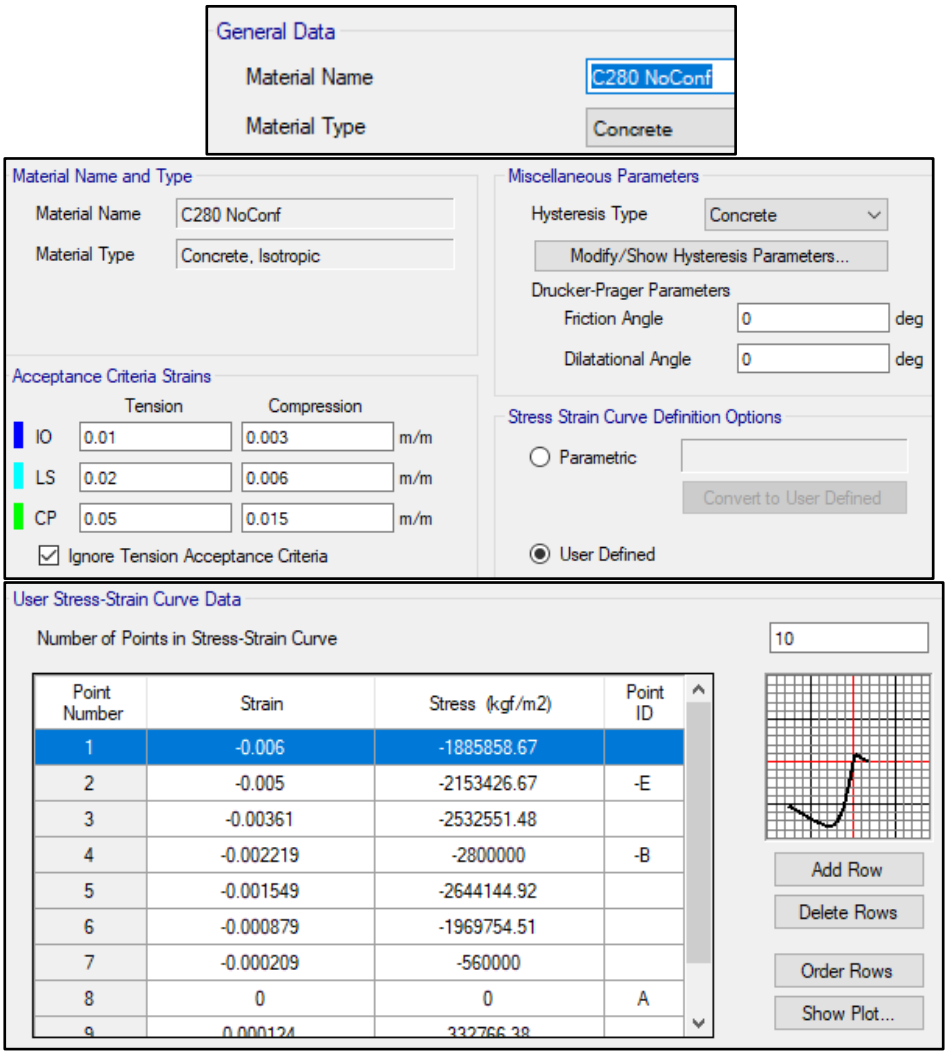

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13
Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)
Degree of Freedom
M2
M3
M2-M3
P-M2
P-M3
P-M2-M3
Parametric P-M2-M3
P and V Values From
Case/Combo
AENL-X
User Value
V2
kgf


Frame Hinge Assignment Data
Hinge Property
Relative Distance
Auto
0.9
Auto M3
0.1
Auto M3
0.1
Auto M3
0.9
Auto M3
0.9



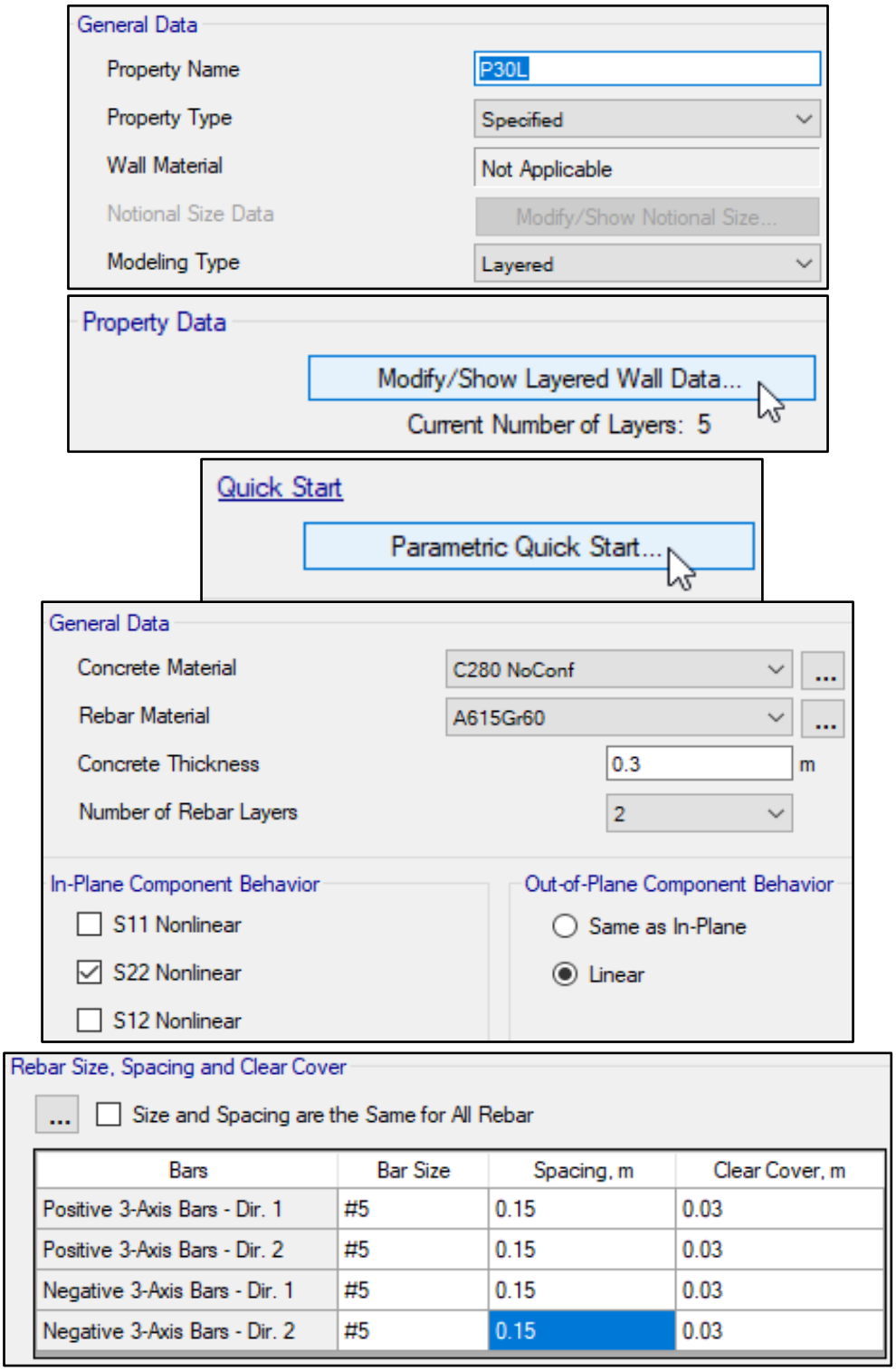
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 60: Definir material concreto C280 sin confinar



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 61: Definir placa P30L tipo layered.



Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material
ConcM	0	0.3	Membrane	1	C280 NoConf
Pos3Bar1M	0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Pos3Bar2M	0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Neg3Bar1M	-0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
Neg3Bar2M	-0.11206	0.00133	Membrane	1	A615Gr60
ConcP	0	0.3	Plate	2	C280 NoConf

Calculated Layer Information

Number of Layers: 10

Total Section Thickness: 0.3 m

Sum of Layer Overlaps: 0.33733 m

Sum of Gaps Between Layer: 0 m

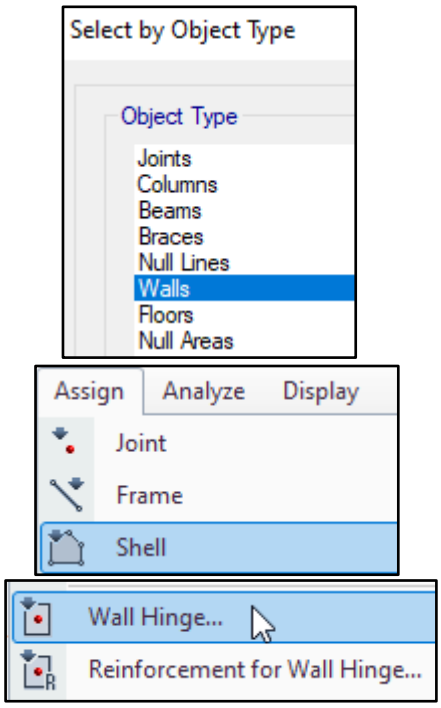
Property Data

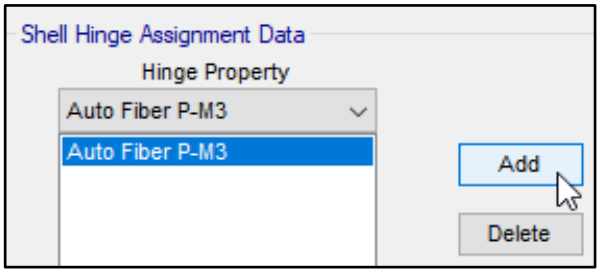
Modify/Show Layered Wall Data...

Current Number of Layers: 10

Fuente: (Elaboración propia)

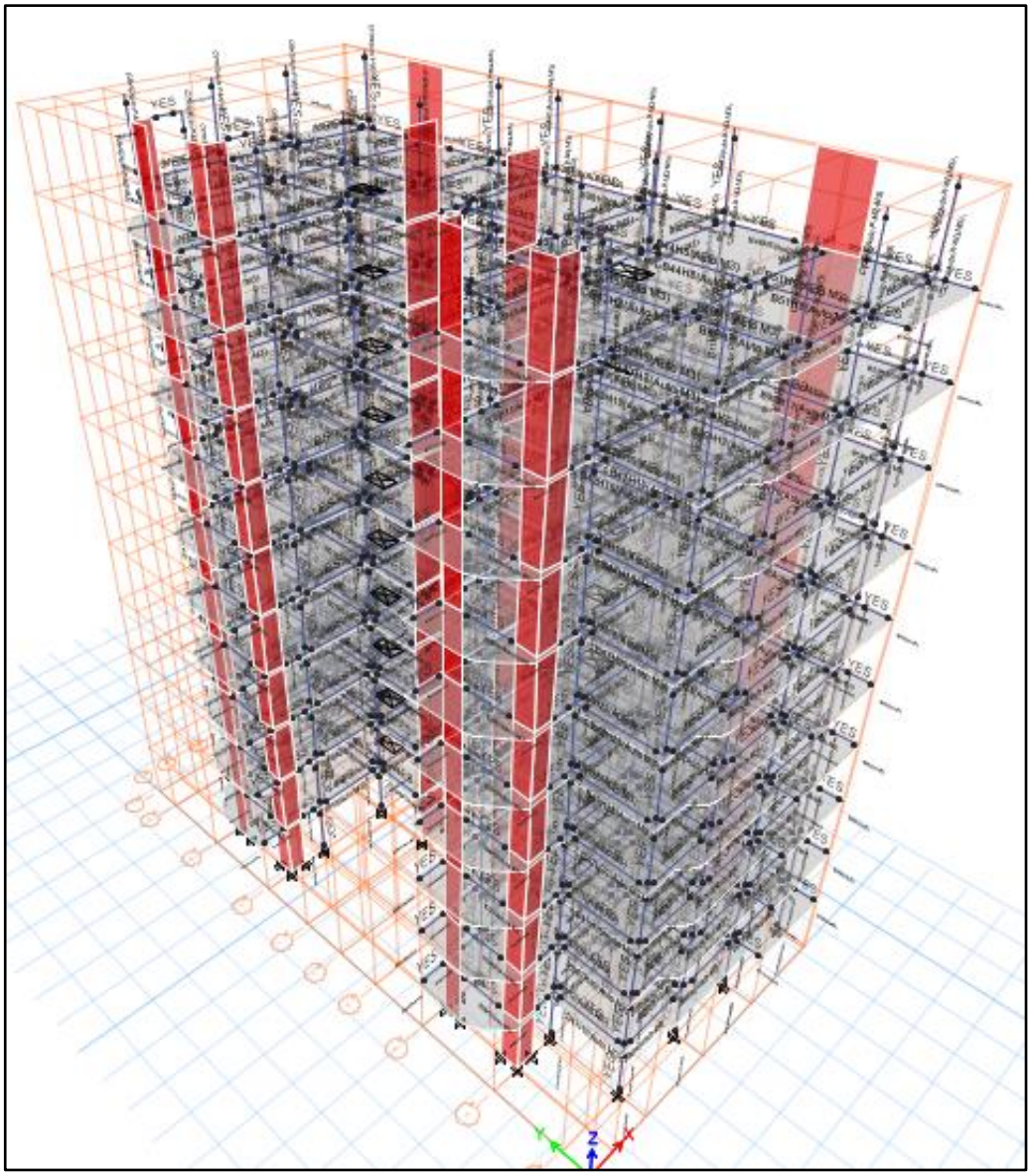
Ilustración 62: Asignación de rótulas en placas P30L.





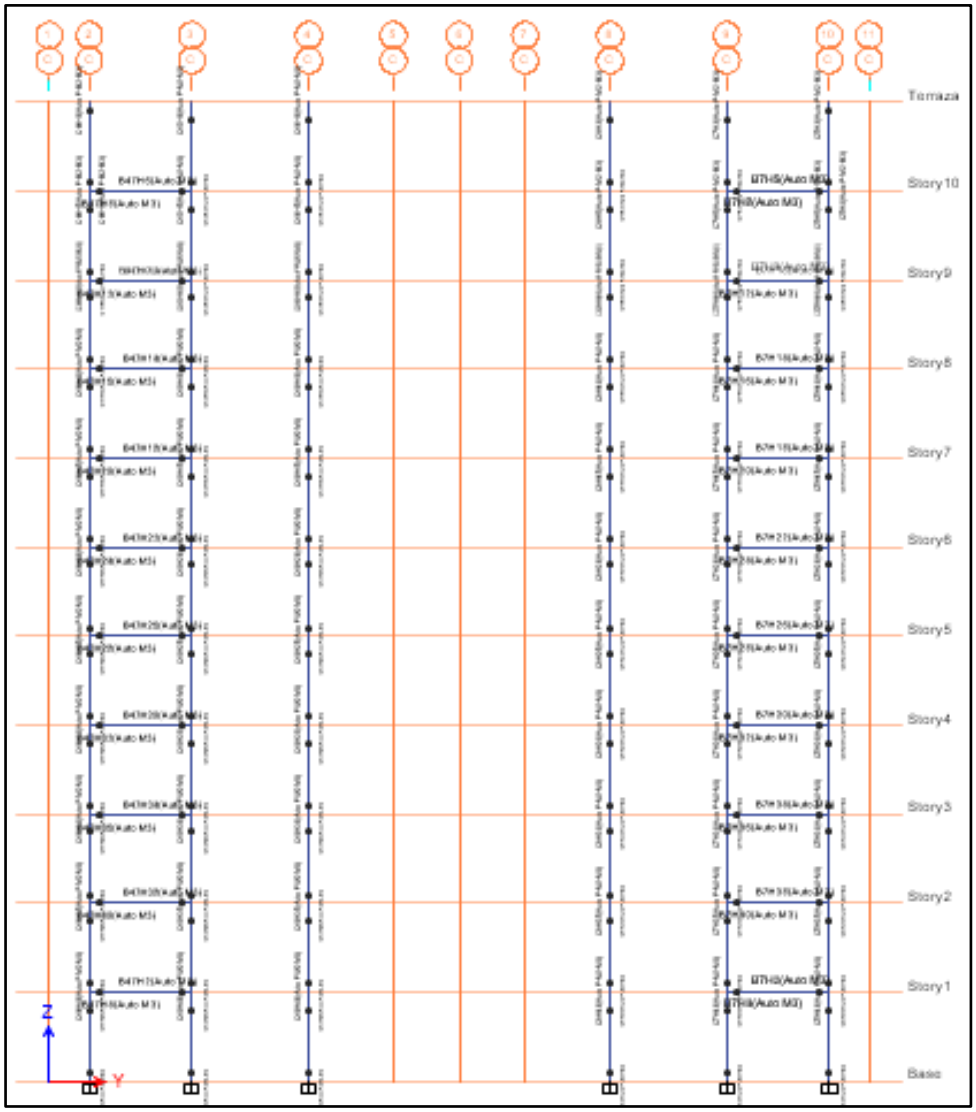
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 63: Rotulas asignadas en el modelo.



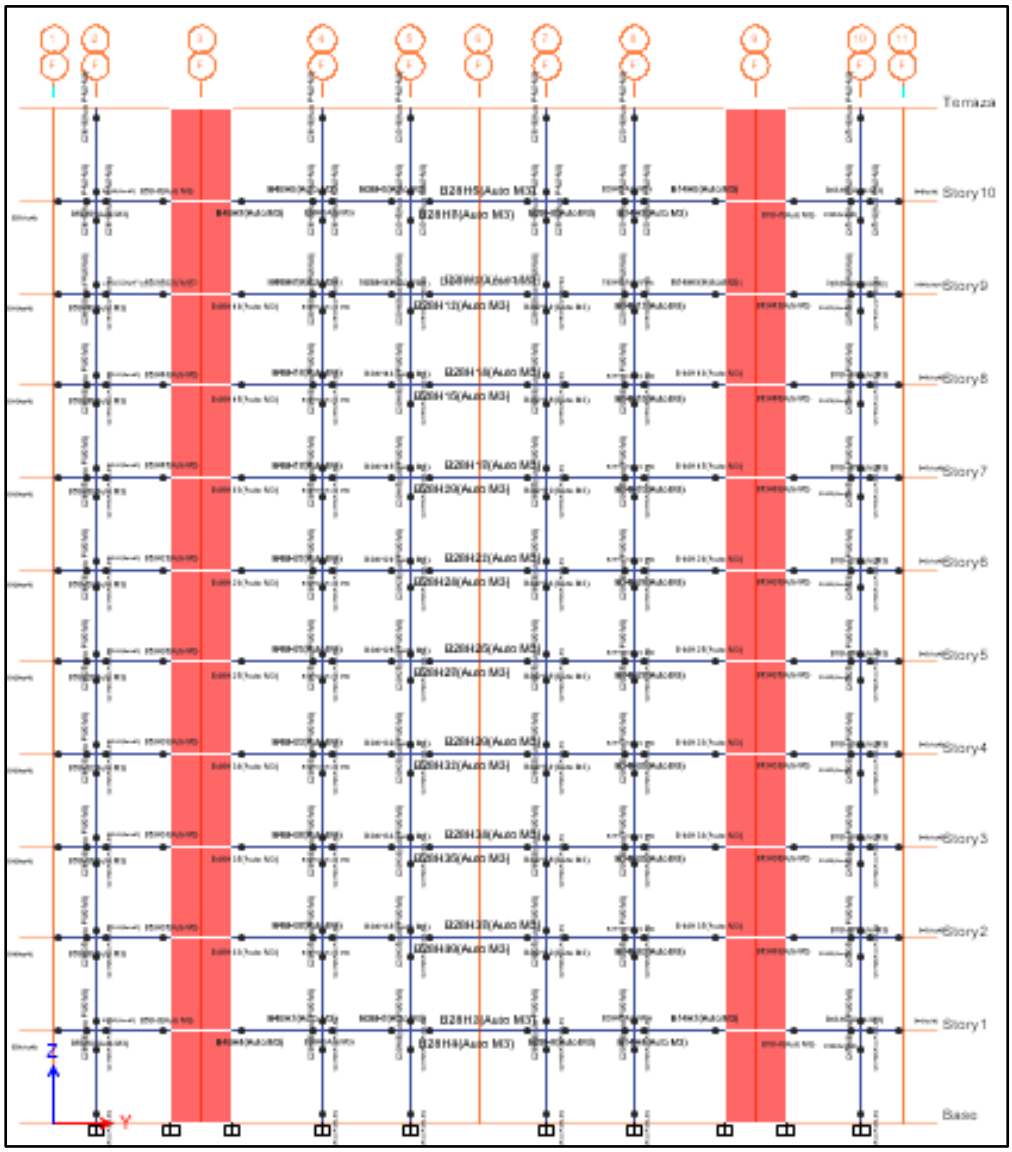
Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 64: Elevación eje C.



Fuente: (Elaboración propia)

Ilustración 65: Elevación eje F.



Fuente: (Elaboración propia)

ANEXO 04: EXCEL APLICATIVO Y PLANOS

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Según el libro "Diseño en concreto armado" del ing. Roberto Morales Morales

PASO 1:

La columna esta en:

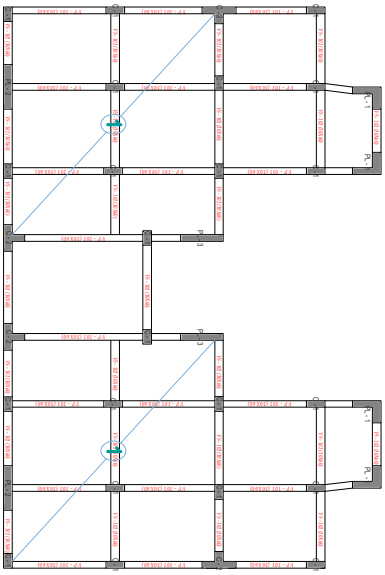
Primeros pisos (P)	*Seleccionar*
Ultimos pisos (U)	**P**

Cual es la ubicación de la columna:

interna (I)	*seleccionar*
extrema (EX)	**I**
esquinada (ES)	

Paso 2:

Calculo del peso sobre la columna:



Area tributaria

Direccion X	4.52 m
Direccion Y	3.62 m

Resistencia del concreto

f´c = 280 Kg/m²

Peso según E-0.30

CATEGORIA C

Area tributaria	*16.36 m²*
Carga por piso	*1000 Kg/m²*
N° de pisos	*11*

*Peso sobre la column*a

P (servicio)	=	*179986 Kg*

Paso 3:

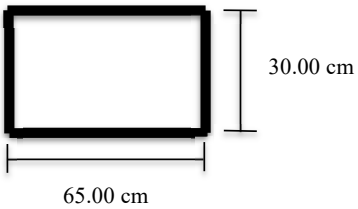
Calculo del area de la columna:

$$A = \frac{P\ (servicio)\ .}{0.45\ f'c}$$

A = 1428.46 cm²

Paso 4:

DIMENSIONES A USAR:



b = 65.00 cm
d = 22.00 cm

A = 1950.00 cm² *OK !!*

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

*** PROCEDIMIENTO**

Calculo de Seccion de la viga:

				GENERAL (ESTRUCTURACION REGULAR)						TIPOS
EJE	TIPO	LUZ LIBRE Ln(m)	ANCHO TRIBUT L(m)	H(cm)=Ln/10 o 14	b(cm)=L/12	b (cm) (minimo)	H (cm) (calculado)	b x H	Verifica	
G - G	P	5.51	3.05	55.10	25.42	30.00	60.00	1800.00	*OK !!!*	30x60

DISEÑO DE CARGAS SEGÚN NORMA PERUANA

1. ASIGNACION DE PATRONES DE CARGA

PESO PROPIO:

Lo calcula el programa lleva el nombre de "PESO PROPIO" y sera de tipo "DEAD"

CARGA MUERTA:

Es el peso de elementos y materiales que forman parte del edifico, su nombre sera "CM" y sera de tipo "SUPER DEAD"

CARGA VIVA DE ENTREPISO:

Es el peso de elementos moviles del edificio, su nombre sera "CV" y sera del tipo "REDUCIBLE LIVE"

CARGA VIVA DE TECHO:

Se coloca según norma su nombre sera "CVT" y sera de tipo "LIVE"

CARGA SISMICA ESTATICA X y Y:

Es la fuerza horizontal producida por el peso total del edificio, según la norma su nombre sera "SISMO X" y "SISMO Y" y sera de tipo "SEISMIC"

2. CARGAS

CARGA MUERTA (CM):

Las cargas de muro de albañileria que nos sirven de subdivision de ambientes tiene pesos considerados, incluyendo tarrajeos, iguales a 14 kg/m2 por centimetro de espesor de muro.

PESO DE TABIQUERIA =	14.00	*kg/m2*	
ESPESOR DE MURO =	15.00	*cm*	
ALTURA DE MURO MAXIMA =	3.50	*m*	*(No se concidera el 1° nivel)*
ESPESOR DE LOSA =	0.20	*cm*	
PESO DE TABIQUERIA =	693.00	*Kg/m*	
CARGA EQUIVALENTE =	**270.00**	*Kg/m2*	
PESO DE ACABADOS =	**100.00**	*kg/m2*	
CARGA MUERTA TOTAL =	**370.00**	***kg/m2***	

PESO DE TABIQUERIA (KG/M)	CARGA EQUIVALENTE (KG/M2)
< 74	30
75 - 149	60
150 - 249	90
250 - 399	150
400 - 549	210
550 - 699	270
700 - 849	330
850 - 1000	390

CARGA VIVA ENTRE PISO (CV):

Las cargas viva entre piso esta determinado en la norma peruana E-0.20 "CARGAS" tiene para cada uso una carga repartida (TABLA 1 (carga vivas minimas repartidas))

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de Almacenaje con estantes fijos (no apilables	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6,4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas Públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos movibles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de Proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	750
Zonas Públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

CARGA VIVA ENTRE PISO = **200.00** ***kg/m2***

CARGA VIVA DE TECHO (CVT):

Las cargas viva de techo se considera de acuerdo a la norma peruana E-020 "CARGAS" (Articulo 7)

a) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a al horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).
b) Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).
c) Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).
d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc , cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 11.
e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 1.
f) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/m²).
El peso de los materiales del jaqrdin será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.
Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.
g) Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

CARGA VIVA DE TECHO =	**100.00**	*kg/m2*

2. PESO SISMICO EFECTIVO

El peso efectivo para el calculo de debe tener concordancia con el capitulo 4 (4.3) de la norma peruana E-030 "DISEÑO SISMORESISTENTE"

4.3 Estimación del Peso (*P*)

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

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

Para la estimacion de peso se debe concocer la categoria de la edificacion (USO)

Categoria de la edificacion = **C** ***EDIFICACIONES COMUNES***

	PESO PROPIO		CARGA VIVA		AZOTEA
A =					
B =					
C =	100% C.M	+	25% DE CARGA VIVA	+	25% DE CARGA TECHO

La categoria de la edificacion de conoce según la norma peruana E-030 "DISEÑO SISMORESISTENTE" tabla N° 5 (CAPÍTULO 3-Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso(U))

Tabla N° 5
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

Tabla N° 5
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

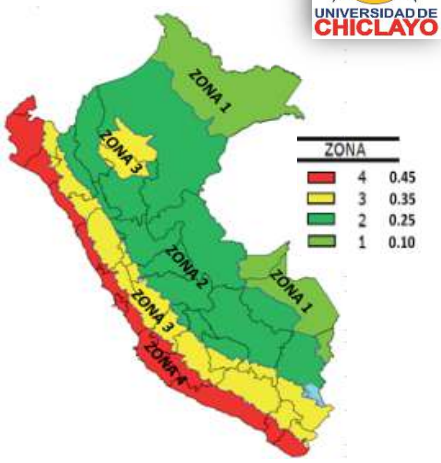
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de *U* será como mínimo 1,5.
Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

ESPECTRO DE DISEÑO E-030

PARÁMETROS SÍSMICOS

Región :	**LAMBAYEQUE**	*Zona:*	ZONA 4
Provincia :	Chiclayo	*Z:*	0.45
Distrito :	Pimentel		
Categoría (U) :	1.00	*Factor de uso:*	COMÚN
Suelo (S) :	1.05		
T_P :	0.60	*Perfil de suelo:*	S2
T_L :	2.00		



PARA CALCULO DE "C"

h_n=	33.50	*N° Pisos :*	11
C_T=	45		
T =	0.13		

Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

SEGÚN ETABS

Periodo fundamental de vibraciòn : 0.134

C= 2.5 *K =* 1.00

PARA CALCULO DE COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION "R"

R_0=	7.00	*Dual*
I_a=	1.00	*Sin irregularidad*
		No se permiten irregularidades extremas
I_p=	1.00	*Sin irregularidad*
		No se permiten irregularidades extremas

R= 7.00 ***COEFICIENTE "R"***

1. CALCULO DE DERIVAS SEGÚN NORMA PERUANA

Para el calculo de derivas se debe tener en cuenta el CAPÍTULO 5 (REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD)

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 *R* los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por *R* los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de *C/R* indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

De acuerdo a lo indicado:

$$\Delta_{inelástico-i} = \begin{cases} 0.75R\Delta_{elástico-i} & \textit{REGULAR} \\ R\Delta_{elástico-i} & \textit{IRREGULAR} \end{cases}$$

DONDE:

$$\Delta_{elastico-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite(%)	
PISO 11	33.5	30.78	0.000543	0.002853	0.285	0.700	OK
PISO 10	30.5	29.15	0.000539	0.002832	0.283	0.700	OK
PISO 9	27.5	27.53	0.000710	0.003726	0.373	0.700	OK
PISO 8	24.5	25.40	0.000874	0.004586	0.459	0.700	OK
PISO 7	21.5	22.78	0.001017	0.005338	0.534	0.700	OK
PISO 6	18.5	19.73	0.001133	0.005947	0.595	0.700	OK
PISO 5	15.5	16.33	0.001215	0.006381	0.638	0.700	OK
PISO 4	12.5	12.69	0.001257	0.006597	0.660	0.700	OK
PISO 3	9.5	8.92	0.001238	0.006499	0.650	0.700	OK
PISO 2	6.5	5.20	0.001106	0.005809	0.581	0.700	OK
PISO 1	3.5	1.88	0.000628	0.003297	0.330	0.700	OK
BASE	0.5	0	0.000000	0.000000	0.000	0.700	OK

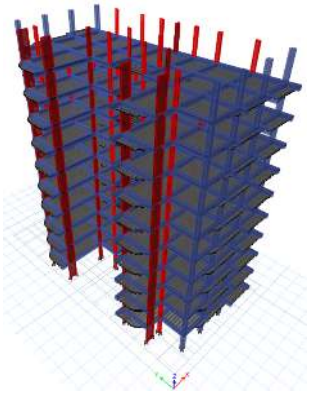
** Calculados para el caso de Sísmo Estático* ***Sismo X***

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite(%)	
PISO 11	33.5	24.24	0.000517	0.002712	0.271	0.700	OK
PISO 10	30.5	22.69	0.000463	0.002433	0.243	0.700	OK
PISO 9	27.5	21.30	0.000558	0.002927	0.293	0.700	OK
PISO 8	24.5	19.63	0.000670	0.003518	0.352	0.700	OK
PISO 7	21.5	17.62	0.000775	0.004069	0.407	0.700	OK
PISO 6	18.5	15.29	0.000863	0.004531	0.453	0.700	OK
PISO 5	15.5	12.71	0.000929	0.004876	0.488	0.700	OK
PISO 4	12.5	9.92	0.000964	0.005063	0.506	0.700	OK
PISO 3	9.5	7.03	0.000955	0.005012	0.501	0.700	OK
PISO 2	6.5	4.16	0.000875	0.004592	0.459	0.700	OK
PISO 1	3.5	1.54	0.000513	0.002692	0.269	0.700	OK
BASE	0.5	0	0.000000	0.000000	0.000	0.700	OK

** Calculados para el caso de Sísmo Estático* ***Sismo Y***

METRADO DE CARGAS SEGÚN NORMA PERUANA

1. METRADO DE CARGA POR PESO PROPIO



Alturas

Piso	Totales	Entrepiso
1°	3.5	3.50
2°	3.5	3.50
3°	3.5	3.50
4°	3.5	3.50
5°	3.5	3.50
6°	3.5	3.50
7°	3.5	3.50
8°	3.5	3.50
9°	3.5	3.50
10°	3.5	3.50
11°	3.5	1.75

Columnas	METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS													
				Pesos x Piso										
	Número	b	D	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	11°
	22	0.3	0.6	33264	33264	33264	33264	33264	33264	33264	33264	33264	33264	16632
	4	Area	0.495	16632	16632	16632	16632	16632	16632	16632	16632	16632	16632	8316

Muros	METRADO DE CARGAS DE MUROS O PLACAS													
				Pesos x Piso										
	Número	t	L/Area	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	11°
	2	0.3	1.5	7560	7560	7560	7560	7560	7560	7560	7560	7560	7560	3780
	2	0.3	2	10080	10080	10080	10080	10080	10080	10080	10080	10080	10080	5040
	4	0.3	0.51	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	5140.8	2570.4

VIGAS	METRADO DE CARGAS DE VIGAS				
	Número	Longitud	b	h	Peso
VP-101/EJE A-H	5	10.35	0.3	0.6	22356
VP-101/EJE B-G	5	10.35	0.3	0.6	22356
VP-101/EJE C-F	5	11.96	0.3	0.6	25833.6
VP-101/EJE D-E	5	5.47	0.3	0.6	11815.2
VS-101/EJE 5	1	27.65	0.3	0.6	11944.8
VP-101/EJE 4	5	11.45	0.3	0.6	24732
VP-101/EJE 4"	1	3.8	0.3	0.6	1641.6
VP-101/EJE 3	5	9.5	0.3	0.6	20520
VP-101/EJE 2	5	6.94	0.3	0.6	14990.4
VP-101/EJE 1	5	1.94	0.3	0.6	4190.4
				Total x Piso	160380

ALIGERADO	METRADO DE CARGAS DE LOSA ALIGERADA								
		Espesor	Losa Superior	N° Paños	LX	LY	Área	m^3/m^2	Peso
	2 Dirección	20	5	2	3.47	3.15	21.86	0.12	6066.4275
		20	5	2	3.35	3.15	21.11	0.12	5856.6375
		20	5	2	3.28	3.15	20.66	0.12	5734.26
		20	5	2	3.28	3.48	22.84	0.12	6336.9234
		20	5	2	3.35	3.48	23.32	0.12	6470.19
		20	5	2	3.47	3.48	24.15	0.12	6701.958
		20	5	2	3.47	2.72	18.88	0.12	5238.312
		20	5	2	3.35	2.72	18.22	0.12	5057.16
		20	5	1	4.60	4.15	19.09	0.12	5297.475
		20	5	2	5.53		11.07	0.12	3071.0925
							Total x Piso		55830.4359

2. METRADO DE CARGAS SEGÚN NORMA

Carga Muerta

Piso	CM0	Peso
1°	370.00	18500
2°	370.00	18500
3°	370.00	18500
4°	370.00	18500
5°	370.00	18500
6°	370.00	18500
7°	370.00	18500
8°	370.00	18500
9°	370.00	18500
10°	370.00	18500
11°	370.00	18500

Carga Viva - Entrepiso

Piso	Live	Peso
1°	200.00	40238.2
2°	200.00	40238.2
3°	200.00	40238.2
4°	200.00	40238.2
5°	200.00	40238.2
6°	200.00	40238.2
7°	200.00	40238.2
8°	200.00	40238.2
9°	200.00	40238.2
10°	200.00	40238.2
11°	---	---

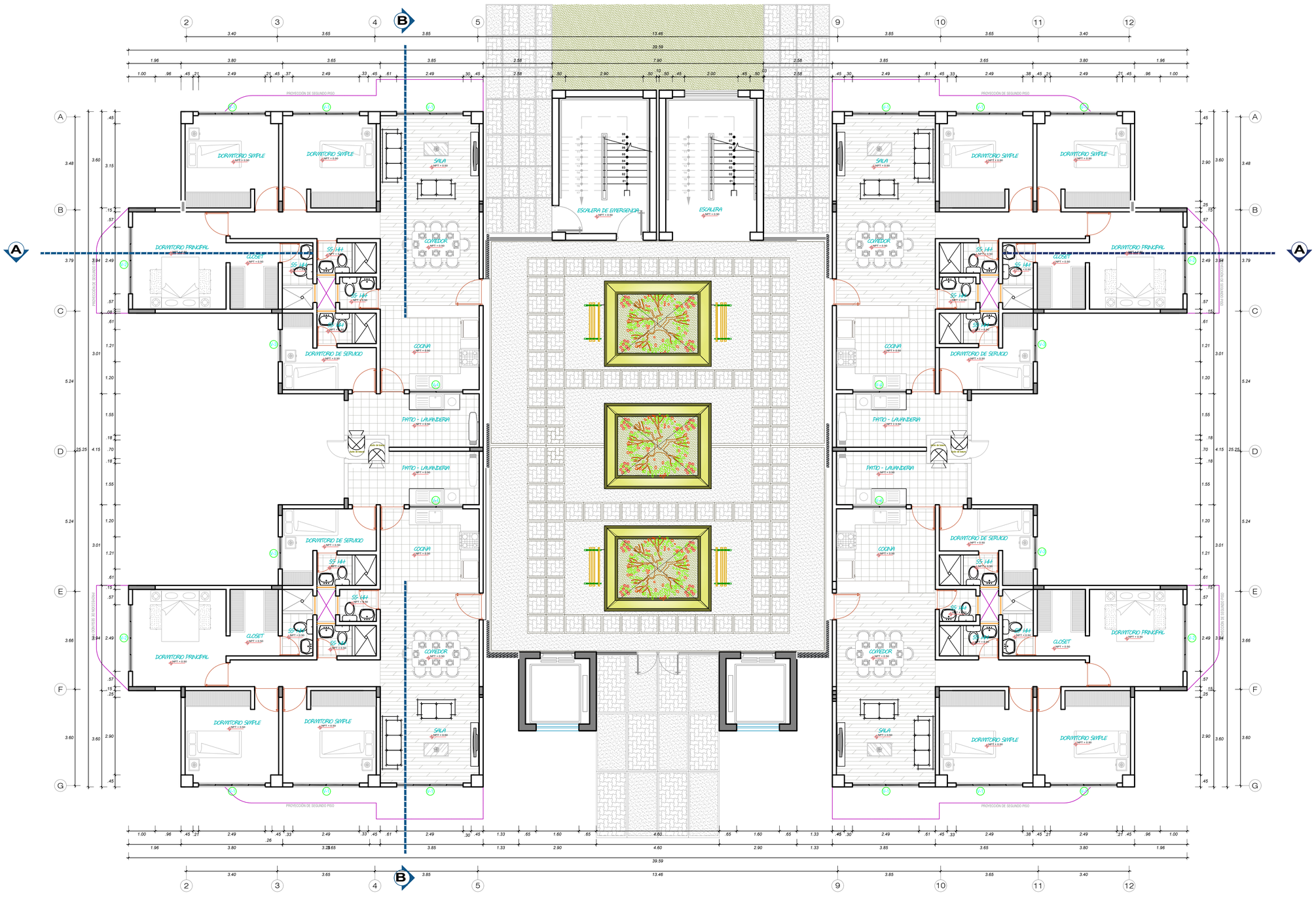
Carga Viva - Techo

Piso	LiveUP	Peso
1°	---	---
2°	---	---
3°	---	---
4°	---	---
5°	---	---
6°	---	---
7°	---	---
8°	---	---
9°	---	---
10°	---	---
11°	100.00	20119.076

3. PESOS SISMICOS EFECTIVOS

Piso	Peso Propio	CM	Live	LiveUP	Peso x Piso	Peso Acum.
1°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	327506.3119
2°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	655012.6238
3°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	982518.9357
4°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	1310025.248
5°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	1637531.56
6°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	1965037.871
7°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	2292544.183
8°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	2620050.495
9°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	2947556.807
10°	288887.2359	18500	20119.076	---	327506.3119	3275063.119
11°	252548.8359	18500	---	5029.44	276078.2719	3551141.391
				Peso Total	3551141.391	

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PRIMER NIVEL

Escala: 1:75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO EN PLANTA PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

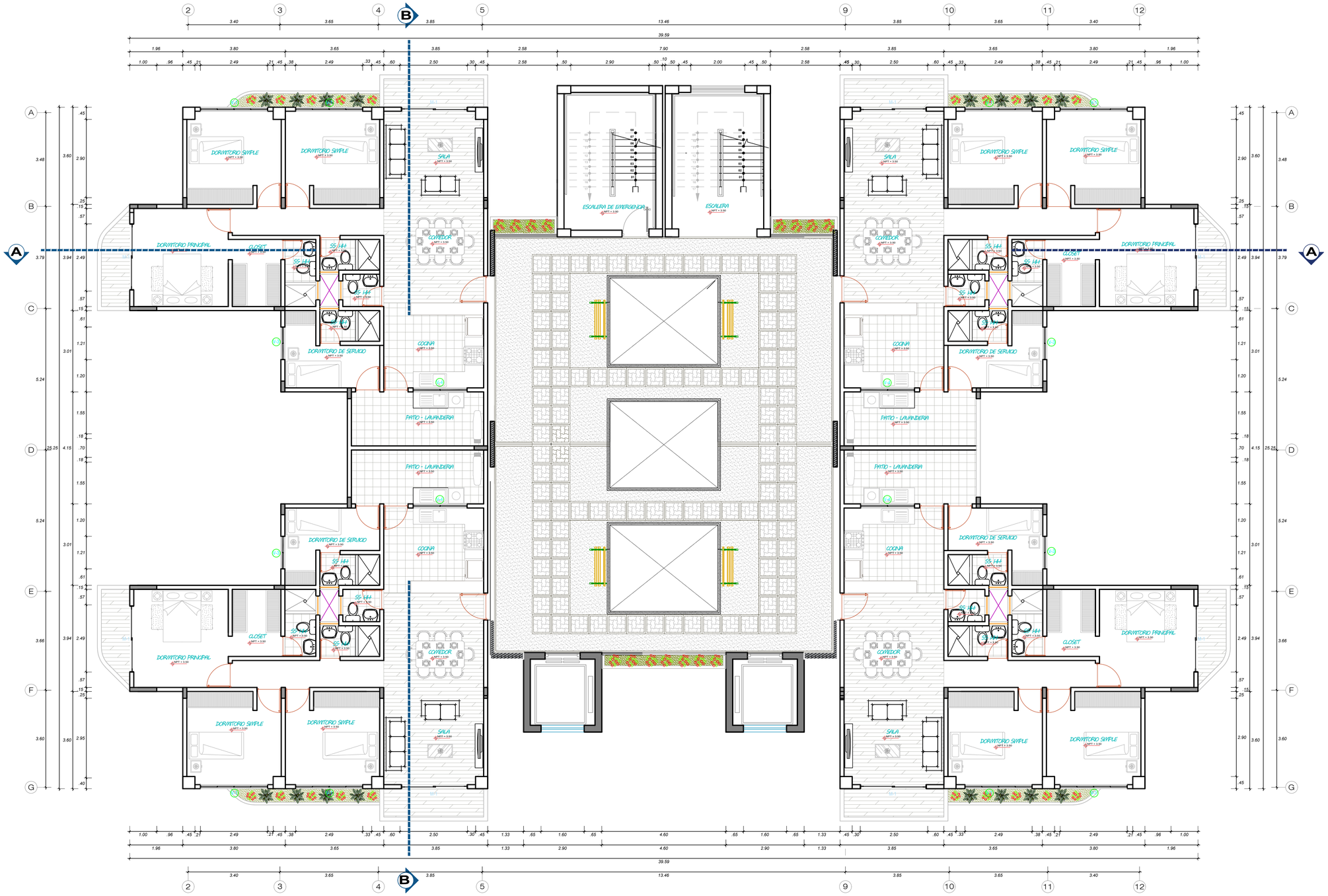
PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

NOMENCLATURA

A 01



SEGUNDO - DECIMO NIVEL

Escala: 1:75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO EN PLANTA PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

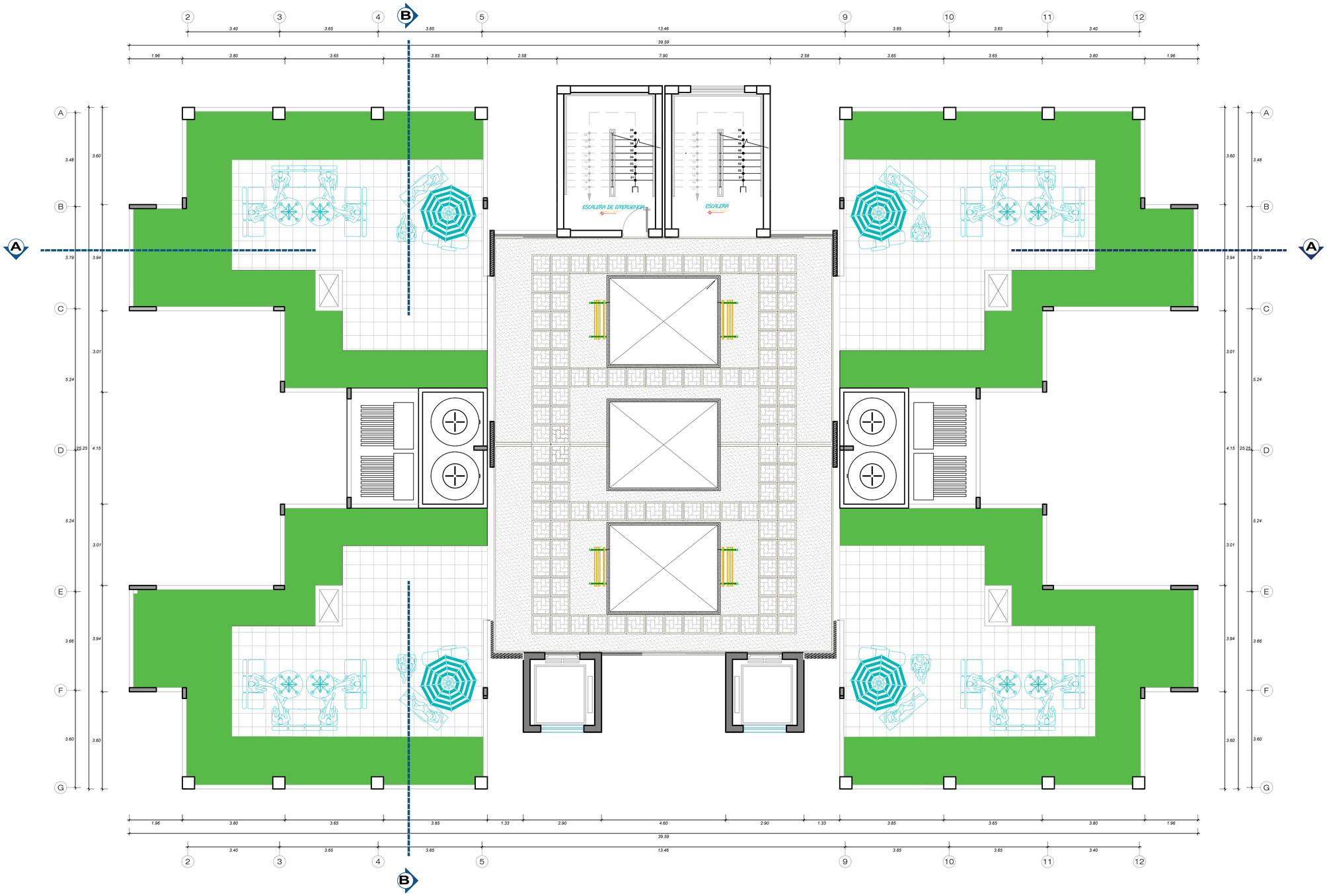
PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

NOMENCLATURA

A 02



ONCEAVO NIVEL-TERRAZA

Escala: 1:75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO EN PLANTA PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

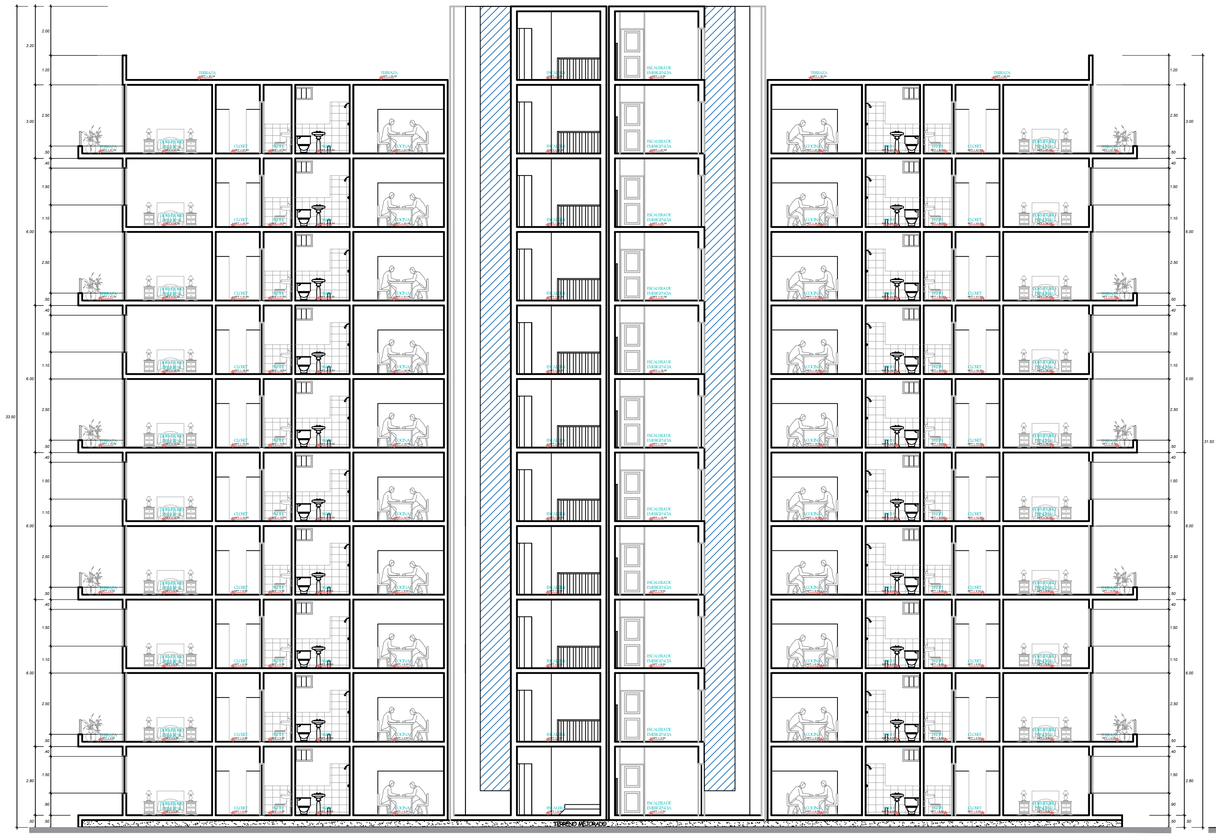
PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

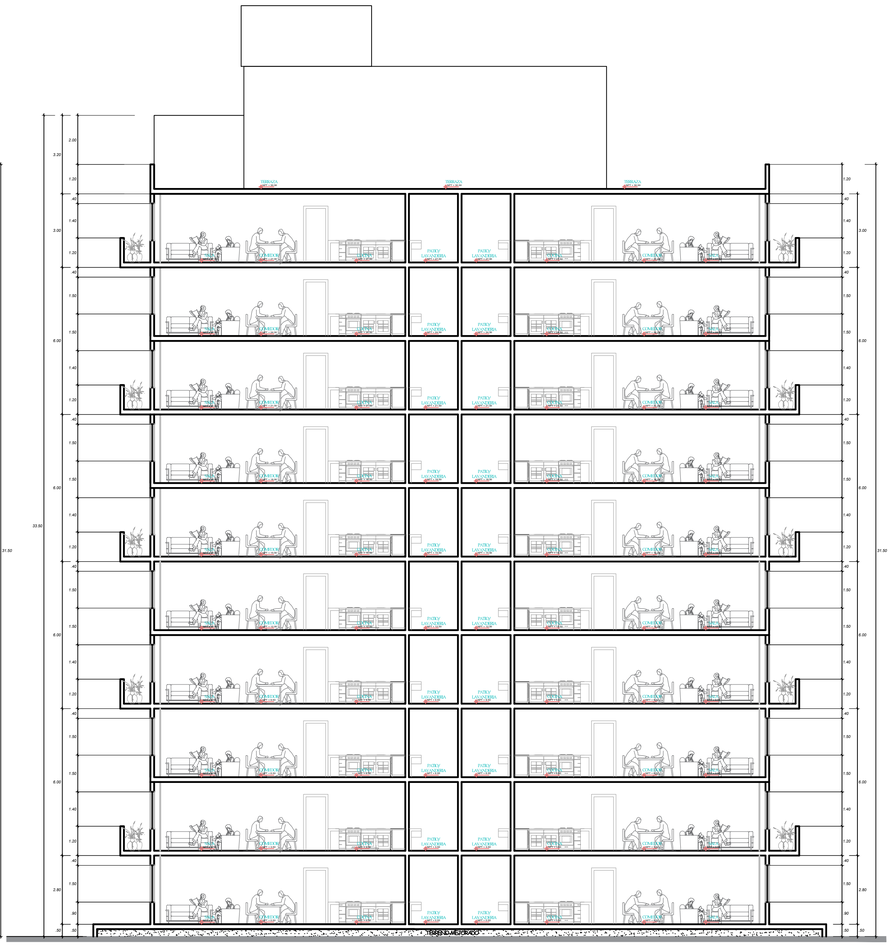
NOMENCLATURA

A 03



CORTE A-A

Escala: 1:125



CORTE B-B

Escala: 1:125

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO DE CORTES PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

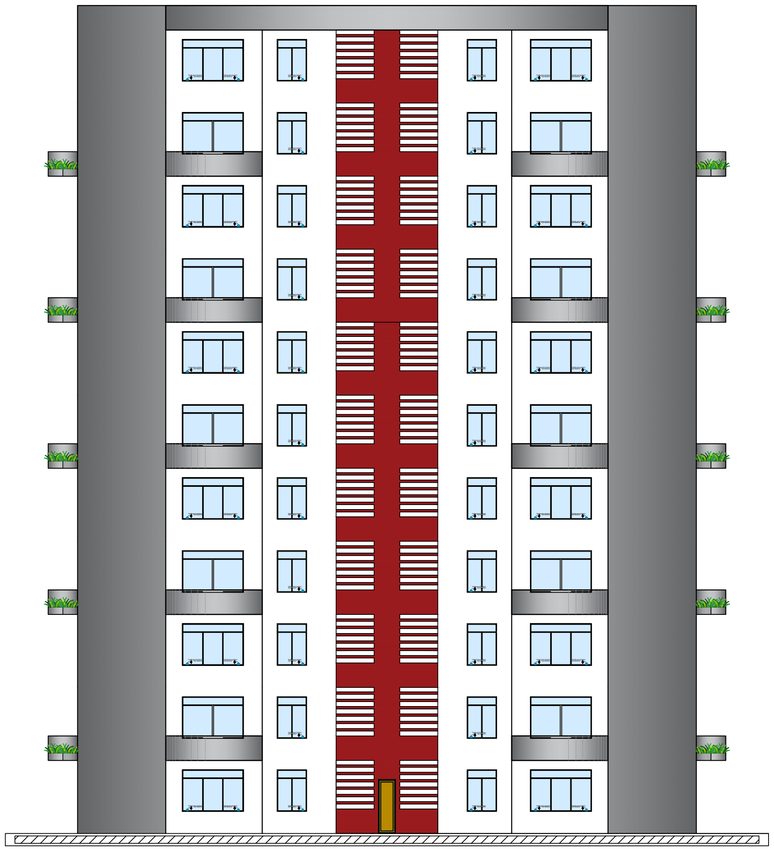
NOMENCLATURA

A 04

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ELEVACION FRONTAL

Escala : 1:125



ELEVACION LATERAL

Escala : 1:125

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO DE ELEVACION PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

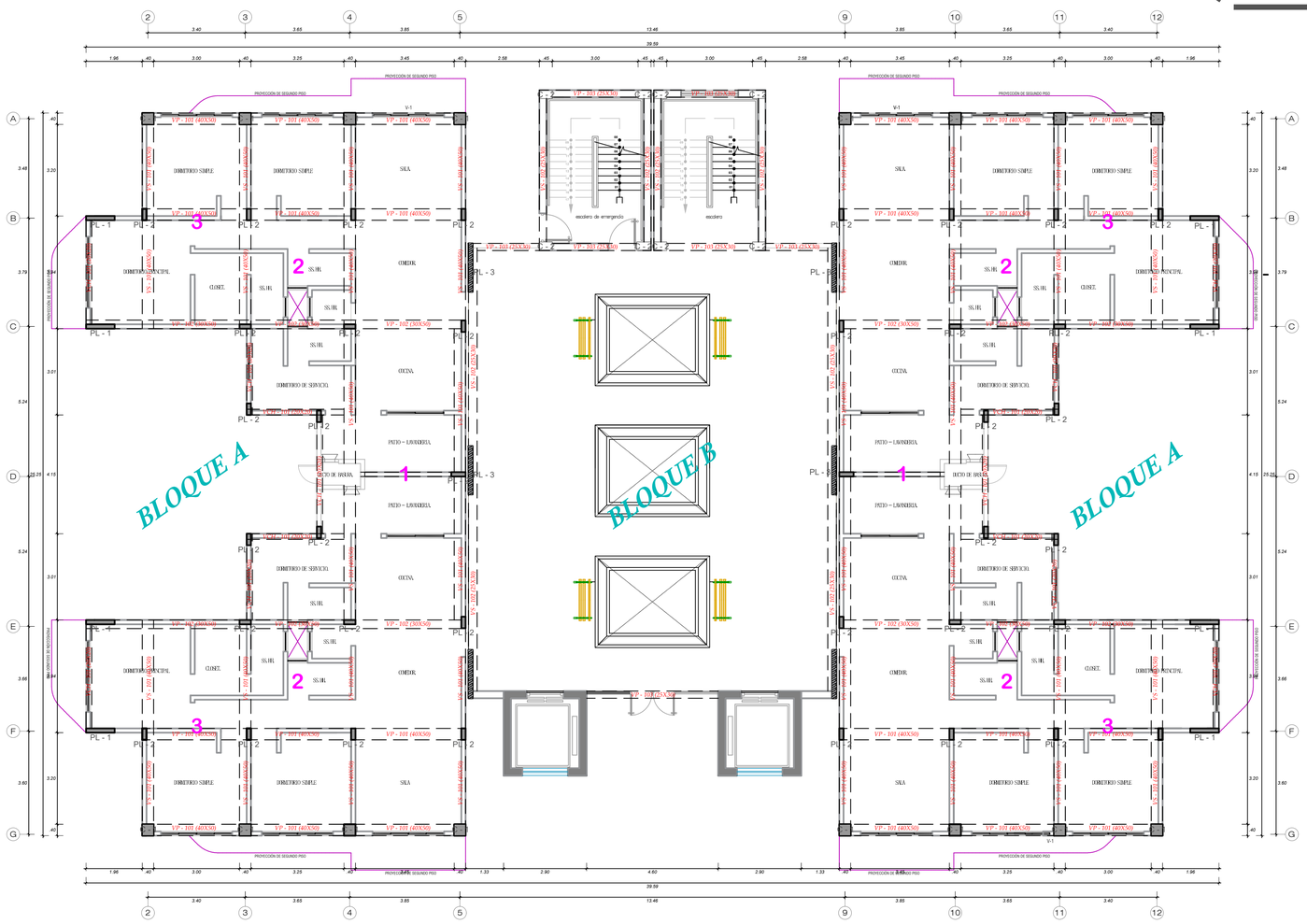
2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

NOMENCLATURA

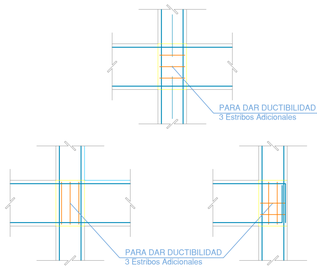
A 05

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

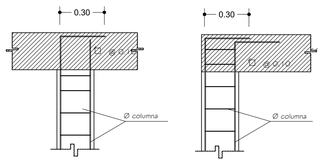


PISO TIPICO

Escala : 1:100



DETALLE TIPICO DE ENCUENTRO DE VIGAS Y COLUMNAS ESCALA: 1/25



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO EN VIGAS Y COLUMNAS ESCALA: S/E

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO:

En General Fy = 4200 kg/cm2

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:

PRESION ADMISIBLE SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION 0.46 kg/cm2

SOBRECARGAS:

ALIGERADOS INDICADOS EN LOS PLANOS RESPECTIVOS

CONCRETO SIMPLE:

SOLADO	1 : 12 (CEMENTO-HORMIGON)
CIMIENTO	1 : 10 + 30% P.G. (CEMENTO-HORMIGON)
SOBRECIMIENTO CORRIDO	1 : 8 + 25% P.M. (CEMENTO-HORMIGON)
FALSO PISO	1 : 8 (CEMENTO-HORMIGON)

CONCRETO ARMADO

ZAPATAS, COLUMNAS, VIGAS, LOSAS	f'c = 210 Kg/cm²
CONCRETO LOSA ALIGERADA	f'c = 210 Kg/cm²
ACERO DE REFUERZO (GENERAL)	fy = 4,200 Kg/cm²

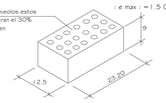
RECUBRIMIENTOS

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO	RECUBRIMIEN.
ZAPATAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	7.50 cm.
LOSA ALIGERADA	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.00 cm.
COLUMNAS Y COLUMNETAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.00 cm.
VIGAS CHATAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.50 cm.
VIGAS PERALTADAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	3.00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	3.00 cm.

CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA:

UNIDAD	: Ladrillo tipo King Kong 18 huecos
RESISTENCIA	: 132 Kg/cm²
DIMENSIONES	: 9 x 12.5 x 23.20 cm
PESO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERIA	: 2.7 Kg.
ABSORCIÓN	: 13.5 % Máximo.
MORTERO	: 1:4 (CEMENTO : CAL NORMALIZADA : ARENA)
ESPESOR DE JUNTAS DE MORTERO	: e min: =0.9 Cm
	: e max : = 1.5 Cm

Si tiene Alveolos estos no excederan el 30% del Volumen

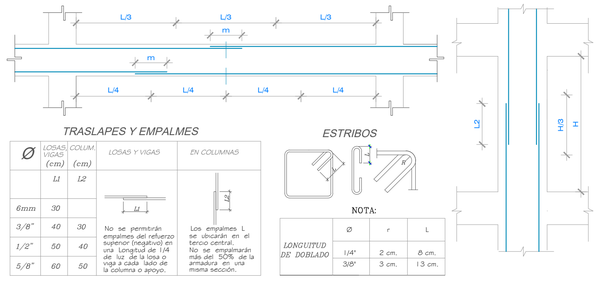


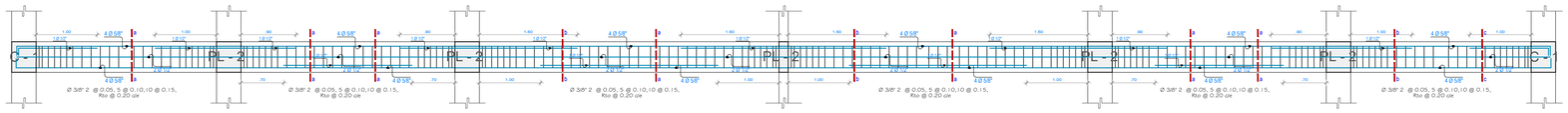
DESENCOFRADO

Columnas ..... 24 horas minimo.
Fondo de vigas y losa alig. ..... 20 dias minimo
Lateral de vigas y losas ..... 24 horas minimo
Armaduras ..... - no deben soldarse.
Zapatas Zc y cimiento corrido (slc) Monolíticamente.

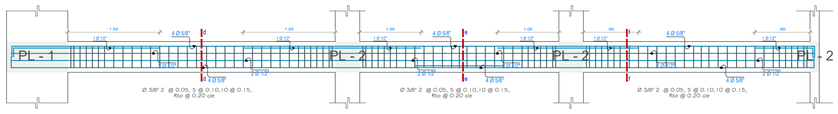
NOTA:

- Las paredes indicadas en los planos de aligerados serán de ladrillo K.K. 18 huecos
- Se recomienda tener cuidado de controlar en lo posible cualquier infiltración de agua que altere el equilibrio potencial del suelo.

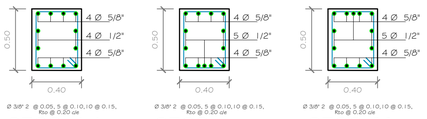




DETALLE DE VS -101 (0.40 X 0.50) EJE 5
ESC: 1/50



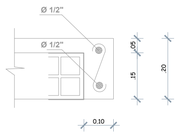
DETALLE DE VP -101 (0.40 X 0.50) EJE C
ESC: 1/50



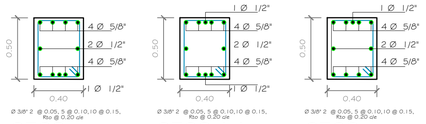
SECC. d-d
ESCALA : 1/50

SECC. e-e
ESCALA : 1/50

SECC. f-f
ESCALA : 1/50



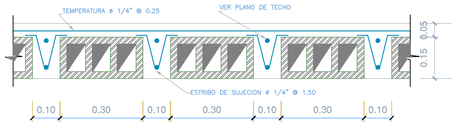
DET. DOBLE VIGUETA
seccion x-x
ДØ1/4" @0.25



SECC. a-a
ESCALA : 1/50

SECC. b-b
ESCALA : 1/50

SECC. c-c
ESCALA : 1/50



SECCION ALIGERADO
ESCALA: 1/10

CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS

	C - 1	C - 2	PL - 1	PL - 2	PL - 3
DISEÑO	●8 ø 5/8"	● 4 ø 5/8" + 4 ø 1/2"	●12 ø 1/2"	●6 ø 1/2"	●20 ø 1/2"
	0.40 / 0.40	0.25 / 0.45	0.15 / 1.00	0.15 / 0.40	0.15 / 1.69
	ДØ3/8" 3@0.05,4@0.10, 5@0.15, Resto Ø@0.25 c/ext	ДØ3/8" 3@0.05,4@0.10, 5@0.15, Resto Ø@0.25 c/ext	ДØ3/8" 5@0.05,7@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 5@0.05,7@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 5@0.05,7@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext
ANOTACIONES	Columna Ambientes	Columna Ambientes	Placa o Muro de corte	Placa o Muro de corte	Placa o Muro de corte

CUADRO DE VIGAS

	VP - 101	VP - 102	VP - 103	VS - 101	VS - 102	VCH - 101
DISEÑO	●8 ø 5/8"+4 ø 1/2"	●6 ø 5/8"+4 ø 1/2"	●4 ø 5/8"	●8 ø 5/8"+2 ø 1/2	●4 ø 5/8"	●4 ø 1/2"
	0.50 / 0.40	0.50 / 0.30	0.25 / 0.30	0.50 / 0.40	0.25 / 0.30	0.20 / 0.20
	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext
ANOTACIONES	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO DETALLE VIGAS - LOSA ALIGERADA PROPUESTA INICIAL

LUGAR:

PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

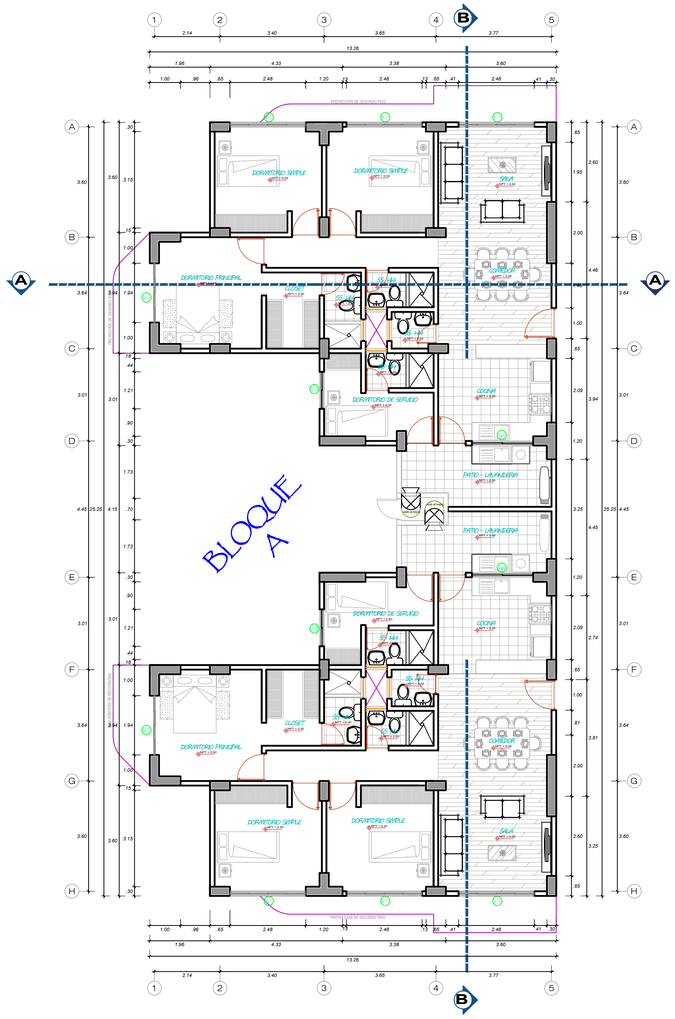
2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

NOMENCLATURA

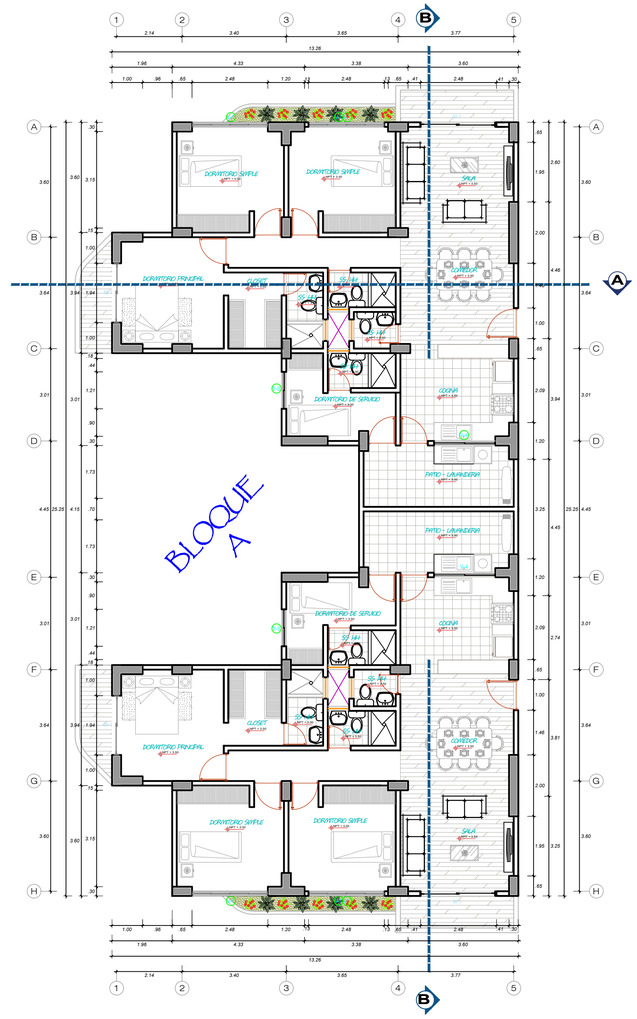
E 01

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



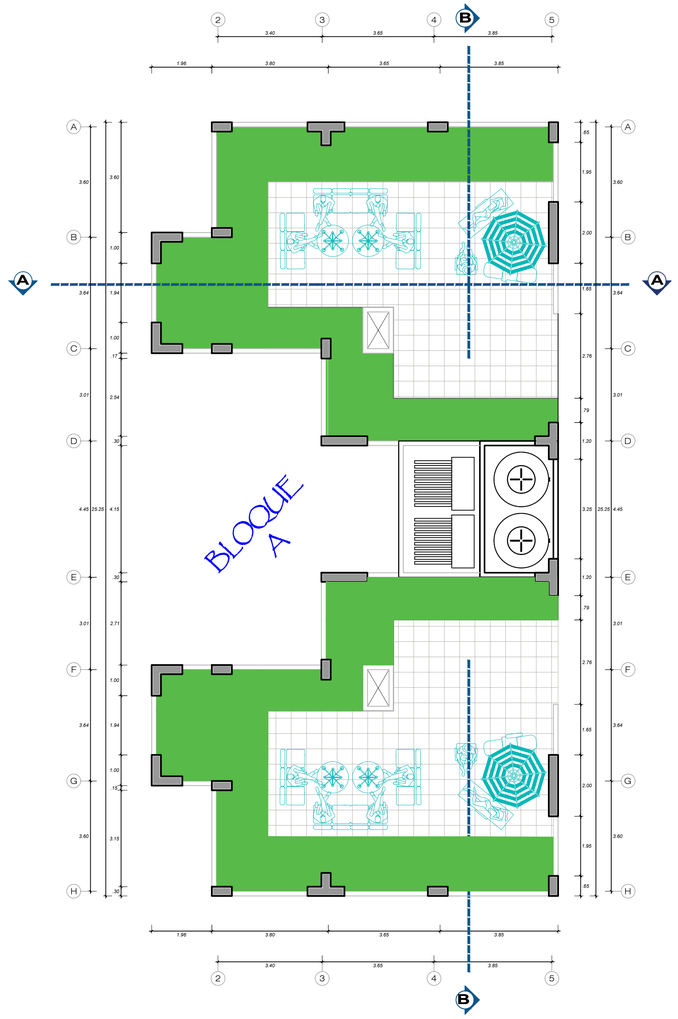
PRIMER NIVEL

Escala: 1:100



SEGUNDO - DECIMO NIVEL

Escala: 1:100



ONCEAVO NIVEL-TERRAZA

Escala: 1:100

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO EN PLANTA PROPUESTA MEJORADA

LUGAR:

PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

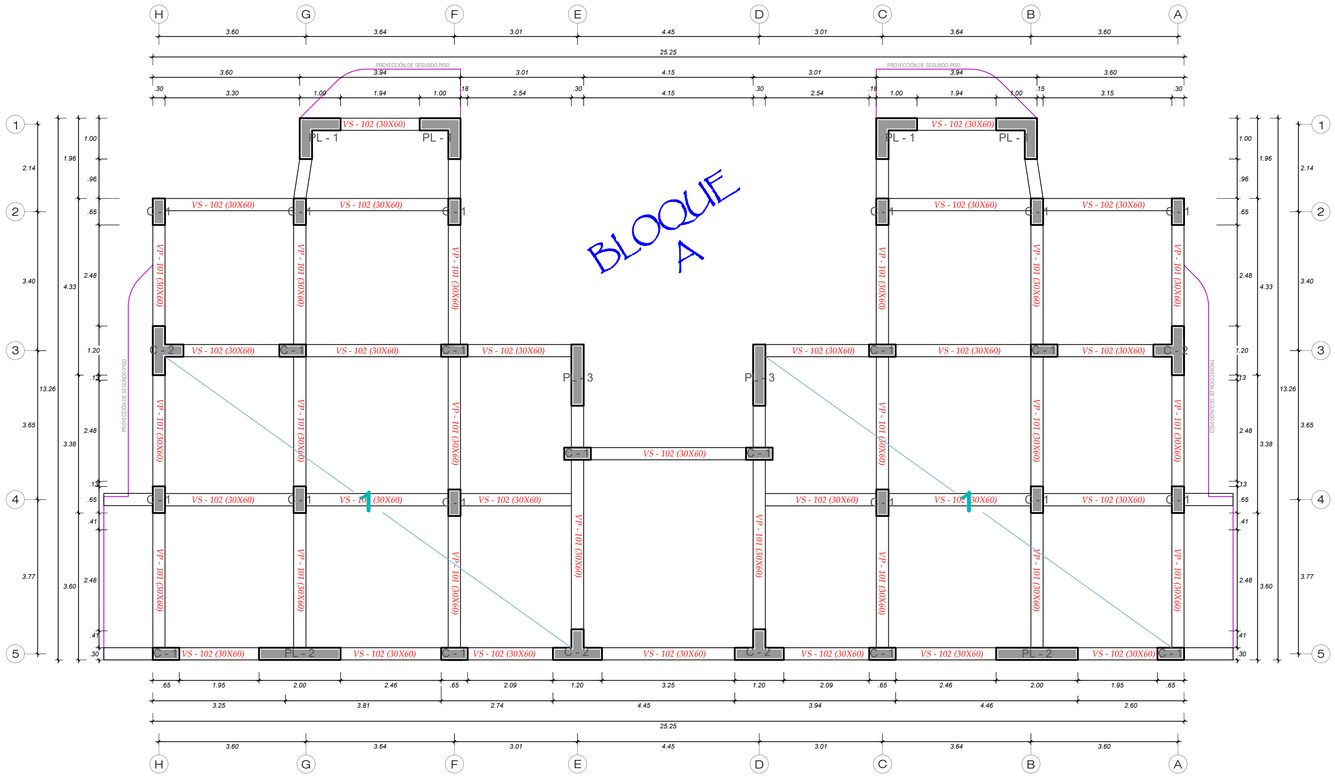
2020

ACOTACIONES:	METROS
ESCALA:	INDICADA

NOMENCLATURA

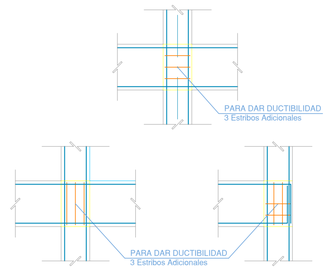
A 01

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

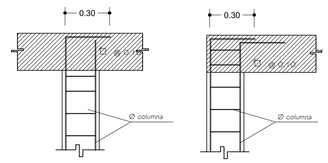


PISO TIPICO

Escala : 1:75



DETALLE TIPICO DE ENCUENTRO DE VIGAS Y COLUMNAS ESCALA: 1/25



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO EN VIGAS Y COLUMNAS ESCALA: S/E

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO:

En General fy = 4200 kg/cm2

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:

PRESION ADMISIBLE SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION 0.46 kg/cm2

SOBRECARGAS:

ALIGERADOS INDICADOS EN LOS PLANOS RESPECTIVOS

CONCRETO SIMPLE:

SOLADO	: 1 : 12 (CEMENTO-HORMIGON)
CIMIENTO	: 1 : 10 + 30% P.G. (CEMENTO-HORMIGON)
SOBRECIMIENTO CORRIDO	: 1 : 8 + 25% P.M. (CEMENTO-HORMIGON)
FALSO PISO	: 1 : 8 (CEMENTO-HORMIGON)

CONCRETO ARMADO

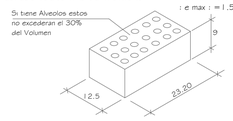
ZAPATAS, COLUMNAS, VIGAS, LOSAS	: f'c = 210 Kg/cm²
CONCRETO LOSA ALIGERADA	: f'c = 210 Kg/cm²
ACERO DE REFUERZO (GENERAL)	: fy = 4,200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTO	TIPO DE CONCRETO	RECUBRIMIEN.
ZAPATAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	7.50 cm.
LOSA ALIGERADA	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.00 cm.
COLUMNAS Y COLUMNETAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.00 cm.
VIGAS CHATAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	2.50 cm.
VIGAS PERALTADAS	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	3.00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION	Concreto Armado F'c=210 Kg/cm2	3.00 cm.

CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA:

UNIDAD	: Ladrillo tipo King Kong 18 huecos
RESISTENCIA	: 132 Kg/cm²
DIMENSIONES	: 9 x 12.5 x 23.20 cm
PESO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERIA	: 2.7 Kg.
ABSORCIÓN	: 13.5 % Máximo.
MORTERO	: 1:1:4 (CEMENTO : CAL NORMALIZADA : ARENA)
ESPESOR DE JUNTAS DE MORTERO	: e min: =0.9 Cm
	: e max : = 1.5 Cm

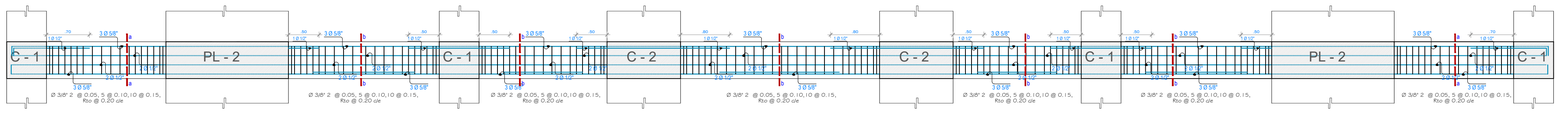


DESENCOFRADO

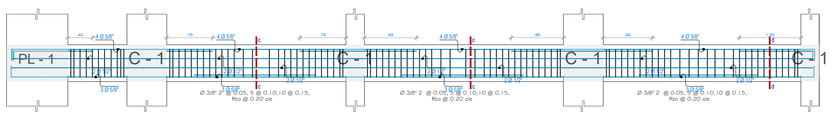
Columnas ..... 24 horas mínimo.
Fondo de vigas y losa alig. ..... 20 dias mínimo
Lateral de vigas y losas ..... 24 horas mínimo
Armaduras ..... - no deben soldarse.
Zapataz Zc y cimiento corrido (c/c) Monoliticamente.

NOTA:

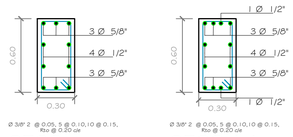
- Las paredes indicadas en los planos de aligerados serán de ladrillo K.K. 18 huecos
- Se recomienda tener cuidado de controlar en lo posible cualquier infiltración de agua que altere el equilibrio potencial del suelo.



DETALLE DE VS -101 (0.40 X 0.50) EJE 5
ESC: 1/50

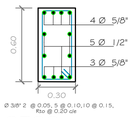


DETALLE DE VP -101 (0.40 X 0.50) EJE C
ESC: 1/50

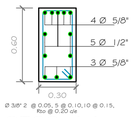


SECC. a-a
ESCALA : 1/50

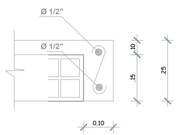
SECC. b-b
ESCALA : 1/50



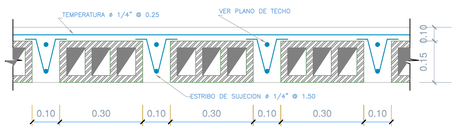
SECC. c-c
ESCALA : 1/50



SECC. d-d
ESCALA : 1/50

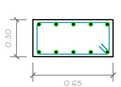
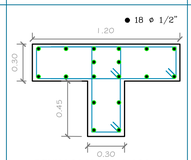
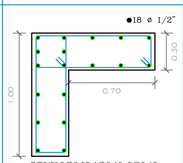
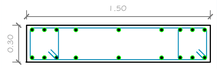


DET. DOBLE VIGUETA
seccion x-x
ДØ1/4" @0.25

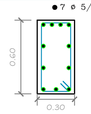
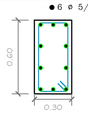


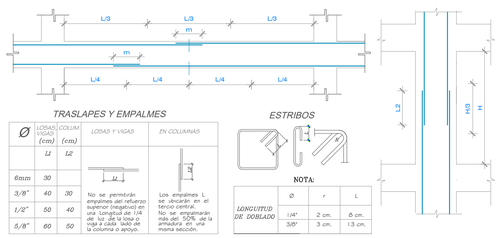
SECCION ALIGERADO
ESCALA: 1/10

CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS

	C - 1	C - 2	PL - 1	PL - 2	PL - 3
DISEÑO	●8 ø 5/8" 	● 18 ø 1/2" 	●18 ø 1/2" 	●18 ø 1/2" 	●20 ø 1/2"
	ДØ3/8" 3@0.05,4@0.10, 5@0.15, Resto Ø@0.25 c/ext	ДØ3/8" 3@0.05,4@0.10, 5@0.15, Resto Ø@0.25 c/ext	ДØ3/8" 3@0.05,4@0.10, 5@0.15, Resto Ø@0.25 c/ext	ДØ3/8" 5@0.05,7@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 5@0.05,7@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext
ANOTACIONES	Columna Ambientes	Columna Ambientes	Placa o Muro de Corte	Placa o Muro de Corte	Placa o Muro de Corte

CUADRO DE VIGAS

	VP - 101	VS - 101
DISEÑO	●7 ø 5/8"+4 ø 1/2" 	●6 ø 5/8"+4 ø 1/2" 
	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext	ДØ3/8" 2@0.05,5@0.10, 10@0.15, Resto Ø@0.20 c/ext
ANOTACIONES	Vigas Ambientes	Vigas Ambientes



UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERIAS Y ARTE Y DISEÑO

ESCUELA:

INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

Bach. HEREDIA SILVA IRVIN OMAR

ASESOR:

Ing. MIGUEL CASTOPE CAMACHO

LINEA DE INVESTIGACION:

EVALUACIÓN Y DISEÑO DE CONSTRUCCIONES SOSTENIBLES

PLANO:

PLANO DETALLE VIGAS - LOSA ALIGERADA PROPUESTA MEJORADA

LUGAR:

PIMENTEL, CHICLAYO-PERU

2020

ACOTACIONES: METROS

ESCALA: INDICADA

NOMENCLATURA

E 01