



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE
E. 030 2018 Y ANÁLISIS PUSHOVER PARA LA
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
EN EDIFICIOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
DE 6 PISOS EN EL DISTRITO RÍMAC – LIMA PERÚ**

PRESENTADA POR

CARLOS ALBERTO SOTO GELDRES

ASESOR

ARMANDO NAVARRO PEÑA

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LIMA – PERÚ

2018



**Reconocimiento - Compartir igual
CC BY-SA**

El autor permite a otros transformar (traducir, adaptar o compilar) esta obra incluso para propósitos comerciales, siempre que se reconozca la autoría y licencien las nuevas obras bajo idénticos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTÍN DE PORRES

FACULTAD DE
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**APLICACIÓN DE LA NORMA SISMORRESISTENTE E.030
2018 Y ANÁLISIS PUSHOVER PARA LA EVALUACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE 6 PISOS EN EL
DISTRITO RÍMAC - LIMA - PERÚ**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

SOTO GELDRES, CARLOS ALBERTO

LIMA, PERÚ

2018

Agradezco a la Universidad de San Martín de Porres y a los profesores capacitados por brindarme los conocimientos necesarios para poder convertirme en un profesional. Agradezco a mis padres por apoyarme durante todo momento incondicionalmente. Agradezco a los profesores del taller de tesis por guiarme y corregirme oportunamente durante el desarrollo de la misma.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	xv
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 Descripción de la Situación Problemática	1
1.2 Formulación del Problema	2
1.3 Objetivos	3
1.4 Justificación	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la Investigación	7
2.2 Bases Teóricas	9
2.3 Definición de Términos Básicos	29
2.4 Hipótesis	31
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	
3.1 Diseño Metodológico	33
3.2 Variables	36
3.3 Operacionalización de Variables	36
CAPÍTULO IV. DESARROLLO DEL PROYECTO	
4.1 Descripción del Edificio de Estudio	39

4.2	Análisis Estático Lineal	44	
4.3	Análisis Dinámico Lineal	68	
4.4	Análisis Pushover	73	
CAPÍTULO V. RESULTADOS			
5.1	Resultados del Análisis Estático Lineal	100	
5.2	Resultados del Análisis Dinámico Lineal	111	
5.3	Resultados del Análisis Pushover	122	
CONCLUSIONES			130
RECOMENDACIONES			131
FUENTES BIBLIOGRÁFICAS			133
FUENTES ELECTRÓNICAS			136
ÍNDICE DE ANEXOS			137

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1 Factor C/R mínimo según las normas E.030 2003 y 2018	19
Tabla 2 Factor Z según la norma E.030 2003	20
Tabla 3 Factor Z según la norma E.030 2018	20
Tabla 4 Factor U según la norma E.030 2003	21
Tabla 5 Coeficiente de Reducción R según la norma E.030 2003	21
Tabla 6 Coeficiente Básico de Reducción R_0 según la norma E.030 2018	21
Tabla 7 Factor S según la norma E.030 2003	22
Tabla 8 Factor S según la norma E.030 2018	23
Tabla 9 Períodos “ T_P ” y “ T_L ”	23
Tabla 10 Factor de amplificación sísmica “C”	24
Tabla 11 Categoría y estructura de las edificaciones	24
Tabla 12 Categoría y regularidad de las edificaciones	25
Tabla 13 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso según la norma E.030 2003	25
Tabla 14 Parámetros para el modelamiento y criterios de aceptación para rótulas en vigas de concreto	26
Tabla 15 Operacionalización de variables independientes	37
Tabla 16 Operacionalización de variables independientes	38
Tabla 17 Factores de zona “Z”	46
Tabla 18 Factor de suelo “S”	47
Tabla 19 Períodos “ T_P ” y “ T_L ”	47
Tabla 20 Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio	48
Tabla 21 Factor de amplificación sísmica “C”	49

Tabla 22 Categoría de las edificaciones y factor “U”	49
Tabla 23 Sistemas estructurales	51
Tabla 24 Irregularidades estructurales en altura	52
Tabla 25 Irregularidades estructurales en planta	53
Tabla 26 Categoría y regularidad de las edificaciones	55
Tabla 27 Cargas asignadas a la edificación	62
Tabla 28 Factor k para la distribución de fuerzas por altura	64
Tabla 29 Factor de amplificación sísmica “C”	68
Tabla 30 Espectro de diseño	69
Tabla 31 Espectro de diseño con factor R=1	76
Tabla 32 Dimensiones de las varillas corrugadas	90
Tabla 33 Área de refuerzo superior e inferior de las vigas	90
Tabla 34 Refuerzo horizontal y vertical en el muro XM-1	95
Tabla 35 Refuerzo horizontal y vertical en el muro XM-2	95
Tabla 36 Refuerzo horizontal y vertical en el muro del tanque elevado	95
Tabla 37 Refuerzo horizontal y vertical en el muro de soporte para el tanque elevado	96
Tabla 38 Peso sísmico y fuerza cortante en la base	100
Tabla 39 Masas por piso	101
Tabla 40 Distribución de fuerzas sísmicas en altura	101
Tabla 41 Límites para la distorsión del entrepiso	105
Tabla 42 Desplazamientos y derivas de entrepiso en la dirección X	106
Tabla 43 Desplazamientos y derivas de entrepiso en la dirección Y	106
Tabla 44 Rigideces para el sismo estático en dirección X	107
Tabla 45 Rigideces para el sismo estático en dirección Y	107
Tabla 46 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X	108
Tabla 47 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y	108
Tabla 48 Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección X	109
Tabla 49 Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección Y	109
Tabla 50 Verificación de irregularidad de masa	110
Tabla 51 Verificación de irregularidad torsional en la dirección X	111
Tabla 52 Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y	111
Tabla 53 Modos de vibración y masas participativas	112
Tabla 54 Fuerzas cortantes en la base para el sismo estático y dinámico	113

Tabla 55	Factor de escala para el sismo dinámico en la dirección X e Y	113
Tabla 56	Fuerzas del sismo dinámico en X escalado	115
Tabla 57	Fuerzas del sismo dinámico en Y escalado	116
Tabla 58	Derivas para el sismo dinámico en la dirección X	118
Tabla 59	Derivas para el sismo dinámico en la dirección Y	118
Tabla 60	Rigideces para el análisis en la dirección X	119
Tabla 61	Rigideces para el análisis en la dirección Y	119
Tabla 62	Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X	120
Tabla 63	Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y	120
Tabla 64	Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección X	121
Tabla 65	Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección Y	121
Tabla 66	Verificación de irregularidad torsional en la dirección X	122
Tabla 67	Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y	122
Tabla 68	Rangos en la curva de capacidad para los niveles de desempeño	128

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1. Esfuerzo-Deformación del acero	11
Figura 2. Esfuerzo-Deformación Acero Corrugado vs Malla Electrosoldada	11
Figura 3. Esfuerzo-Deformación del concreto	12
Figura 4. Esfuerzo-Deformación del concreto confinado	13
Figura 5. Momento-Curvatura de Sección de viga	14
Figura 6. Niveles de Desempeño según ATC-40	17
Figura 7. Relación fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto	27
Figura 8. Puntos de desempeño posibles usando el espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento	28
Figura 9. Ubicación del Condominio El Manzano	39
Figura 10. Distribución general del condominio	40
Figura 11. Planta del Edificio típico	41
Figura 12. Techo aligerado de sistema ALITEC	42
Figura 13. Vigueta prefabricada de techo ALITEC	43
Figura 14. Zonas Sísmicas	45
Figura 15. Definición del material concreto	57
Figura 16. Definición del material acero	58
Figura 17. Definición de sección viga	59
Figura 18. Definición de sección muro	60
Figura 19. Definición de losa aligerada	61
Figura 20. Cargas aplicadas en la losa	63
Figura 21. Tipos de carga definidos	63

Figura 22. Definición de la carga sísmica en dirección X	64
Figura 23. Definición del Mass Source	65
Figura 24. Vista de elevación del edificio	66
Figura 25. Vista en planta y diafragma rígido del edificio	66
Figura 26. Vista en Planta y mallado de la losa del edificio	67
Figura 27. Vista 3D del edificio	67
Figura 28. Espectro de diseño para el edificio de estudio	70
Figura 29. Definición del número de modos	71
Figura 30. Espectro de diseño ingresado en ETABS	72
Figura 31. Definición del caso de carga para el sismo dinámico en X	72
Figura 32. Objetivo básico de desempeño	73
Figura 33. Curva de capacidad típica	74
Figura 34. Sectorización de la Curva de Capacidad	75
Figura 35. Sismo de diseño y Sismo Máximo	75
Figura 36. Espectro de diseño con factor R=1	77
Figura 37. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'_c=175\text{kg/cm}^2$	79
Figura 38. Propiedades del acero corrugado según el ASTM A615	79
Figura 39. Curva esfuerzo-deformación del acero grado 60	80
Figura 40. Propiedades del acero trefilado usado en la malla electrosoldada	81
Figura 41. Tipos de malla fabricadas por Prodac	81
Figura 42. Diagrama Comparativo Esfuerzo-Desplazamiento entre Acero Dúctil y Malla Electrosoldada	82
Figura 43. Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de Malla QE-188 de 6mm de diámetro	82
Figura 44. Pruebas de tensión en mallas electrosoldadas	83
Figura 45. Nomenclaturas y dimensiones de las varillas de las mallas electrosoldadas	84
Figura 46. Curva esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada	85
Figura 47. Patrón de cargas para el análisis Pushover	86
Figura 48. Definición del caso de carga de gravedad no lineal	87
Figura 49. Definición del caso de carga Pushover	88
Figura 50. Definición de punto de control para el desplazamiento	89
Figura 51. Definición del área de refuerzo de acero en las vigas	91

Figura 52. Reasignación de las secciones de viga con refuerzo de acero	91
Figura 53. Asignación de las rótulas plásticas en las vigas	92
Figura 54. Parámetros para la asignación de la rótula plástica en la viga	92
Figura 55. Propiedades de las rótulas plásticas de vigas	93
Figura 56. Definición del refuerzo de acero para muros	94
Figura 57. Definición del refuerzo de acero para muros indicando cuantía	96
Figura 58. Modificación del acero de refuerzo utilizado en los muros	97
Figura 59. Asignación de Fiber Hinges automáticos	97
Figura 60. Modificación del Fiber Hinge generado automáticamente	98
Figura 61. Reasignación de Fiber Hinges	99
Figura 62. Propiedades del Fiber Hinge modificado y reasignado	99
Figura 63. Distribución de fuerzas sísmicas en altura	102
Figura 64. Fuerzas cortantes en dirección X	102
Figura 65. Fuerzas cortantes en dirección Y	103
Figura 66. Desplazamiento elástico por el sismo estático en dirección X	104
Figura 67. Desplazamiento elástico por el sismo estático en dirección Y	104
Figura 68. Definición del caso de carga escalado para el sismo dinámico en X	114
Figura 69. Definición del caso de carga escalado para el sismo dinámico en Y	115
Figura 70. Desplazamiento elástico por el sismo dinámico en dirección X	116
Figura 71. Desplazamiento elástico por el sismo dinámico en dirección Y	117
Figura 72. Curva de capacidad del edificio	123
Figura 73. Rotulas plásticas generadas en el edificio	124
Figura 74. Espectro de diseño con R=1 ingresado en ETABS	125
Figura 75. Punto de desempeño ubicado en el gráfico de espectro de capacidad y espectro de demanda	126
Figura 76. Punto de desempeño ubicado en la curva de capacidad	127
Figura 77. Curva bilineal de la curva de capacidad	128
Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad y ubicación del punto de desempeño	129

RESUMEN

Esta tesis tiene como finalidad evaluar el comportamiento estructural de una edificación de muros de ductilidad limitada, para ello se plantea desarrollar un análisis lineal estático y dinámico según la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2018. Asimismo, se plantea desarrollar un análisis no lineal Pushover según la norma ATC-40.

El objeto de este estudio es un edificio típico de 6 pisos de muros de ductilidad limitada, esta edificación forma parte de un condominio llamado “El Manzano”, ubicado en el distrito de Rímac, provincia de Lima, Perú. La edificación de estudio fue diseñada en el 2003 en base a la norma sismorresistente E.030 disponible en ese entonces. Esta investigación busca comprobar si la edificación cumple los límites y restricciones establecidos por la norma E.030 actualizada en el 2018.

Este proyecto emplea el programa ETABS versión 2015 en el análisis Pushover de las tablas de la norma ASCE 41-13 para la asignación de las rótulas plásticas y utiliza la norma FEMA 440 para la determinación del punto de desempeño por el método de linearización equivalente. Por otro lado, para obtener la respuesta no lineal de la estructura se modelan los elementos con sus respectivos refuerzos.

Los resultados obtenidos de los análisis cumplen los límites establecidos por la norma E.030 del 2018 y los resultados del análisis no lineal Pushover están en un rango satisfactorio según la norma ATC-40.

Palabras clave: Norma E.030 2018, muros de ductilidad limitada, Análisis Pushover, ETABS

ABSTRACT

The aim of this thesis is to evaluate the structural behavior of a limited ductility wall construction, for which purpose it is proposed to develop a static and dynamic linear analysis according to the E.030 seismic design standard of 2018. Likewise, it is proposed to develop a non-linear Pushover analysis according to the ATC-40 standard.

The object of this study is a typical building with 6 floors of walls of limited ductility, this building is part of a condominium called "El Manzano", located in the district of Rímac, province of Lima, Peru. The studio building was designed in 2003 based on the E.030 seismic resistance standard available at that time. This research seeks to verify if the building complies with the limits and restrictions established by the E.030 standard updated in 2018.

This project uses the ETABS version 2015 program in the Pushover analysis of the tables of the ASCE 41-13 standard for the allocation of plastic ball joints and uses the FEMA 440 standard for the determination of the performance point by the equivalent linearization method. On the other hand, to obtain the non-linear response of the structure, the elements are modeled with their respective reinforcements.

The results obtained from the analyzes comply with the limits established by the E.030 standard of 2018 and the results of the non-linear

Pushover analysis are in a satisfactory range according to the ATC-40 standard.

Keywords: Standard E.030 2018, limited ductility walls, Pushover Analysis, ETABS

INTRODUCCIÓN

La presente tesis se realiza debido a la incertidumbre frente al comportamiento estructural de los edificios de muros de ductilidad limitada. Dicha incertidumbre se debe a que ha habido un rápido incremento en las edificaciones construidas con este sistema estructural y no han sido afectadas por un sismo severo, adicionalmente a esto las constructoras tergiversaron los principios del sistema estructural, utilizaron mallas no reglamentadas, construyeron un número de pisos mayor al indicado en las normas y diseñaron losas de transferencia donde no eran permitidas.

Para realizar la investigación, primero se localizó el objeto de estudio el cual debe ser un proyecto de edificios de muros de ductilidad limitada, en base a sus planos se desarrolló el análisis sísmico lineal estático y dinámico según la norma E.030 2018 y el análisis no lineal Pushover según la norma ATC-40 que utiliza el programa ETABS.

Esta tesis sirve para brindar información sobre el comportamiento estructural de un edificio de muros de ductilidad limitada y es de utilidad a los ingenieros estructurales al mostrar el procedimiento para realizar el análisis sísmico estático y dinámico con la norma E.030 del 2018, además muestra el procedimiento para desarrollar el análisis no lineal Pushover que no es muy conocido en Perú.

En base a los resultados obtenidos del análisis lineal estático y dinámico se observa que cumplen ampliamente los límites establecidos por la norma E.030 del 2018, así como los resultados del análisis no lineal Pushover que están en un rango satisfactorio según la norma ATC-40.

En el Capítulo I, se plantea la situación problemática, se describen los objetivos, hipótesis y justificación.

En el Capítulo II, se describen los antecedentes de investigaciones relacionadas a la presente tesis, se definen términos básicos y se explica la teoría necesaria para realizar la investigación.

En el Capítulo III, se explica el tipo de investigación, la muestra, los instrumentos empleados y el procedimiento de la investigación.

En el Capítulo IV, se desarrolla y detalla el procedimiento para realizar el análisis sísmico lineal estático y dinámico según la norma E.030 2018, y el análisis no lineal Pushover según la norma ATC-40.

En el Capítulo V, se muestran los resultados obtenidos de los análisis sísmicos realizados en el capítulo IV y son contrastados con las restricciones, limitaciones y rangos establecidos por las normas respectivas.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la Situación Problemática

En la actualidad existen muchas edificaciones destinadas a viviendas económicas que emplean el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, debido a beneficios económicos por su rapidez de proceso constructivo. Blanco (2008) afirma:

A partir del año 2001, con el impulso dado por el Gobierno para fomentar la construcción de vivienda popular, se comienza a usar nuevamente el sistema de muros portantes, pero en este caso con muros de concreto armado en lugar de muros de albañilería. Las razones que impulsan este cambio se circunscriben a una mejora de la tecnología del concreto que permite hacer vaciados con espesores reducidos, a la posibilidad de alquilar encofrados metálicos o de aluminio, a la toma de conciencia de la importancia de evitar los tiempos muertos en las obras, al mayor uso de concreto premezclado y al hecho que con concreto se pueden hacer muros más delgados que con unidades de ladrillo, lo que redundaría en un mayor espacio útil en las viviendas. (p.1)

Sin embargo, existe incertidumbre frente al comportamiento de los edificios de muros de ductilidad limitada debido al propio sistema estructural y a procedimientos constructivos incorrectos,

además estos edificios de muros de ductilidad limitada no han sido puestos a prueba frente a un sismo severo y de larga duración ya que no ha ocurrido en los últimos años. El ing. Genner Villareal comenta:

Dentro del punto de vista sismorresistente este sistema no ha tenido un comportamiento óptimo en sismos de larga duración. Si nosotros hacemos una memoria, los sismos peruanos del año 1970, el caso de Chimbote, tuvo una aproximado de 80 segundos de duración y casi todos los sismos antiguos han tenido 80, 90 segundos de duración, sin embargo en los últimos tiempos los sismos peruanos han sido mucho más severos en cuanto a lo que es el comportamiento inelástico de los materiales, me refiero a eso, en cuanto a la duración del mismo sismo. El sismo de Pisco del año 2007 tuvo una duración de más de 3 minutos, consecuentemente este tipo de material ya no trabaja dentro de un rango elástico, sino trabaja dentro de un rango inelástico, por lo tanto no solamente la calidad en cuanto a lo que es la supervisión. (Vizconde, 2015)

1.2 Formulación del Problema

Existe incertidumbre sobre el comportamiento estructural de los edificios de muros de ductilidad limitada debido a varios factores como el proceso constructivo, el tipo de materiales y el diseño estructural. Respecto al proceso constructivo: “Las dificultades de tener espesores reducidos se advierte en las obras, por los defectos del vaciado del concreto, dado el poco espesor se advierten problemas de cangrejas y segregación, siendo importante controlar y reparar estos defectos.” (Blanco, 2008, p.4). Respecto a los materiales: “Las Nuevas Normas estipulan entre otras especificaciones las siguientes: Se limita el uso de mallas electrosoldadas, hechas con acero que no cumple con los requisitos de ductilidad equivalentes al fierro convencional ($f_y = 42000 \text{ kg/cm}^2$) a un máximo de tres pisos.” (Blanco, 2008, p.3).

Se abordará el problema desde el punto de vista del diseño estructural, para ello se analizará una edificación ya construida

anteriormente con una norma anterior y se verificará con la norma de diseño sismorresistente actual (E.030 2018), además se realizará un análisis Pushover para analizar la estructura cuando los materiales incursionan en su rango inelástico.

Se observa que los materiales trabajan en su rango inelástico y para determinar con mayor precisión el comportamiento de la edificación se debe de realizar un análisis sismorresistente por desempeño. (Huaco, 2018).

1.2.1 Problema General

Se formuló el problema de investigación de la siguiente manera:

- ¿Cuál es el comportamiento estructural aplicando la norma de diseño sismorresistente E.030 2018 y el análisis Pushover en un edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?

1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cuál es la deriva de entrepiso obtenida del análisis estático aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?
- ¿Cuál es la deriva de entrepiso obtenida del análisis dinámico aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?
- ¿Cuál es el punto de desempeño obtenido del análisis estático no lineal (Pushover) aplicando la norma ATC-40 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?

1.3 Objetivos

Los objetivos de esta tesis se dividen en objetivo general y objetivos específicos.

1.3.1 Objetivo General

Para determinar el comportamiento estructural de los edificios de muros de ductilidad limitada se tomó como objeto de estudio un edificio de muros de ductilidad limitada ya construida al cual se le realizará un análisis sísmico lineal estático y dinámico según la norma E.030 2018 y un análisis no lineal estático (Pushover). Dicho esto, el objetivo general para esta tesis es:

- Evaluar la aplicación de la Norma Sismorresistente E.030 2018 y Análisis Pushover en edificaciones de muros de ductilidad limitada de 6 pisos en distrito Rímac-Lima-Perú.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Evaluar la norma E.030 2018 para la determinación de la deriva de entrepiso obtenida del análisis estático en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.
- Evaluar la norma E.030 2018 para la determinación de la deriva de entrepiso obtenida del análisis dinámico en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.
- Evaluar la norma ATC-40 para la determinación del punto de desempeño obtenido del análisis estático no lineal (Pushover) en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.

1.4 Justificación

La justificación de esta tesis está dividida en: Importancia de la investigación, Viabilidad o presupuesto, y Alcances y limitaciones.

1.4.1 Importancia de la investigación

La presente investigación aportará información sobre el comportamiento sísmico de un edificio de muros de ductilidad limitada. Se hará un análisis lineal estático y dinámico aplicando la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2018 para verificar si la construcción construida con una norma E.030 anterior aún cumple con la norma actual. Además, para tener un conocimiento detallado del

comportamiento estructural del edificio, se realizará un análisis sísmico no lineal (Pushover) el cual revelará su comportamiento estructural cuando los materiales alcanzan su rango inelástico.

Esta investigación adapta a la realidad peruana teorías y procedimientos de análisis sísmicos no lineales que no son comúnmente usados en el país, pero sí en el extranjero.

Beneficiará a los ingenieros civiles al mostrar teorías y procedimientos para el análisis sísmico que no son comúnmente usados en el Perú. En base a varias investigaciones relacionadas al comportamiento estructural de los muros de ductilidad limitada se podrá modificar o crear nuevas recomendaciones para una construcción más segura y adecuada de los edificios de muros de ductilidad limitada, por consiguiente, estos nuevos edificios serán más seguros lo que constituye un beneficio para los propietarios.

1.4.2 Viabilidad o presupuesto

Los recursos usados para esta investigación son documentos como normas, artículos científicos, tesis de pregrado y de maestría, los cuales se pueden encontrar de forma gratuita o se pueden descargar previo pago; sin embargo, no se presentan problemas de financiación para la presente tesis porque se cuenta con tutoriales, cursos y conferencias para tener un mejor entendimiento del tema. Asimismo, es pertinente mencionar que se hará uso de planos estructurales de una edificación ya construida la cual será modelada tridimensionalmente y analizada mediante el programa ETABS.

1.4.3 Alcances y limitaciones

Esta investigación tiene como alcance evaluar el comportamiento estructural de un edificio de muros de ductilidad limitada mediante la realización de un análisis sísmico lineal y no lineal, se elaborarán tablas y gráficos presentando información sobre las fuerzas y desplazamientos de los elementos estructurales que serán comparados con

las indicaciones de la norma sismorresistente E.030 del 2018 para poder determinar si son aceptables.

De la evaluación por el análisis no lineal se podrá observar el comportamiento estructural de la edificación en el rango inelástico a través de la generación de rótulas plásticas en los elementos. Luego se podrá conocer el nivel de desempeño general de la edificación al determinar en qué zona de la curva de capacidad se encuentra el punto de desempeño, el cual se comparará con las normas que definen el tipo de daño de la edificación según la ubicación del punto de desempeño en la curva de capacidad.

En cuando a las limitaciones para realizar el análisis sísmico no lineal de la edificación existen varias metodologías, programas y normas que fueron apareciendo y modificándose con el avance del tiempo. La cantidad de material bibliográfico respecto a las normas y falta de tiempo para realizar la presente tesis limitan esta investigación a regirse principalmente por unas normas ATC-40 y ASCE 41-13 para la elaboración del análisis sísmico no lineal.

Respecto a los tipos de análisis sísmico no lineales existe el análisis sísmico no lineal estático y el análisis sísmico no lineal dinámico, este último es el más preciso pero a la vez es muy complejo porque se requiere una gran capacidad de procesamiento por parte de la computadora y el uso de softwares especializados para investigación que son utilizados por expertos, debido a esto se decidió realizar un análisis sísmico no lineal estático (Pushover) usando un software comercial como el ETABS, el cual se rige de la norma ASCE 41-13 para la definición de las rótulas plásticas en los elementos.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Investigación

Se presentan las siguientes investigaciones nacionales e internacionales que se consultaron previamente a la elaboración de esta tesis.

- **Delgado, R. y Rodríguez, C. (2006)**

En la tesis de Delgado y Rodríguez se realiza un estudio cualitativo sobre el desempeño estructural de los edificios de muros de ductilidad limitada, se describe detalladamente el proceso constructivo explicando sus respectivos problemas, dificultades y deficiencias. Por otro lado, se realiza un estudio por el método Delphi que consiste en hacer encuestas iterativas a grupos de expertos en el tema con la finalidad de llegar a un consenso para determinar los posibles daños que sufriría un edificio de muros de ductilidad limitada. Con los resultados del estudio por el método de Delphi se logra estimar las posibles pérdidas y la vulnerabilidad de los edificios de muros de ductilidad limitada, luego se elaboran las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

- **Delgadillo, J. (2005)**

En la tesis de Delgadillo se explica detalladamente el procedimiento para hacer un análisis no lineal Pushover utilizando el programa SAP2000, explica la teoría y la metodología para convertir la curva de capacidad y

demanda, en espectros de capacidad y demanda para a partir de ellos hallar el punto de desempeño y determinar cuál es el estado de daño en las rótulas plásticas de los elementos estructurales. Además, se adjuntan dos programas en lenguaje FORTRAN hechos por el autor de la tesis, el primero se utilizó para hallar la curva de capacidad de la estructura, mientras que el segundo programa para hallar el gráfico de momento-giro de una sección de concreto armado.

- **Piedrahita, I. (2018)**

En la tesis de Piedrahita se estudia el comportamiento sísmico de los edificios de muros de concreto reforzado en Ciudad de México. Se plantean dos modelos para el análisis, el primero a partir de un correcto diseño según la norma NTCC y el segundo modelo a partir de un mal diseño en el acero de confinamiento de elementos de borde de los muros debido a una errónea interpretación de la norma. Se analizan ambos modelos mediante un análisis estático no lineal Pushover y un análisis no lineal tiempo-historia.

- **Zhang, P., Restrepo, J., Conte, J. y Ou, J. (2017)**

En la investigación de Zhang, Restrepo, Conte y Ou, se observan los tipos de daños que sufrió el edificio Alto Rio luego de su colapso en 2010. Se realizan pruebas a escala real a un muro de 6 pisos. Además, se realizan diversos modelos y análisis por computadora: se realiza un modelo por elemento finitos no lineales en el programa Abaqus-Anacap aplicando el análisis Pushover, también se realiza un modelo por elemento finitos no lineales empleando un modelo BTM (Beam-Truss Model) en el programa OpenSees al cual se le aplica un análisis Pushover y un análisis no lineal tiempo historia.

- **Alcántara, M. y Nalvarte C. (2016)**

En la tesis de Alcántara y Nalvarte se realiza una evaluación sobre la condición estructural del pabellón "Monoblock" del Instituto Nacional de Salud del Niño aplicando la norma ATC-40. Luego se determinan las deficiencias en su estructura y se hace una propuesta para el

mejoramiento de su desempeño estructural implementando disipadores de energía de tipo viscoso en el primer bloque.

- **Fustamante, E. (2018)**

En la tesis de Fustamante se diseña un edificio de 12 pisos y 3 sótanos aplicando la norma de diseño sismorresistente E.030-2018. Además, se explica el procedimiento y los beneficios de la aplicación de la norma ATC-40 y FEMA-356 para el diseño por desempeño.

- **Paredes, M. (2016)**

En la tesis de Paredes se realiza una evaluación del desempeño estructural de un edificio de 6 pisos diseñado bajo el sistema estructural dual, el cual consiste en pórticos y placas. Se realiza un análisis sísmico estático no lineal (Pushover) empleando el programa SAP2000 y la norma FEMA-356. Para la determinación de los puntos de desempeño se aplica la norma FEMA-440 con la cual se hallan 4 espectros de demanda correspondientes a los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro, los cuales intersectan con el espectro de capacidad en 4 puntos de desempeño y son comparados según el seccionamiento del espectro de capacidad propuesto por el Comité VISIÓN 2000 para determinar el desempeño de la estructura frente a estos 4 niveles de sismo.

2.2 Bases Teóricas

Se define y explica las bases teóricas necesarias para la elaboración y comprensión de los análisis sísmicos que se le realizaron a la edificación.

2.2.1 Muros de ductilidad limitada

Los muros de ductilidad limitada es un sistema constructivo que emplea muros delgados de concreto en la edificación. Estos muros son usualmente de 10 cm a 12 cm de espesor, su refuerzo de acero difundido está compuesto por una malla de varillas de acero

corrugado o una malla electro soldada y su refuerzo concentrado a los extremos de los muros es escaso, no requiere y no se posibilita el confinamiento en el refuerzo de acero en los extremos del muro debido al poco espesor de muro. Las edificaciones que usan por sistema constructivo a los muros de ductilidad limitada tienen una alta densidad de muros y son simétricas lo cual mejora su resistencia frente a un sismo, pero se debe de llevar un buen control durante su construcción y seguir las recomendaciones para su óptima construcción ya que estos muros son portantes, resisten el peso de la edificación pero también las fuerzas laterales generadas por los sismos.

Este sistema constructivo es mayormente aplicado en edificios utilizados para conjuntos residenciales, en estos edificios las áreas de los ambientes son los mínimos y se busca hacer el proyecto lo más económico posible, una de sus ventajas de los edificios de muros de ductilidad limitada es que son económicos y de rápida construcción respecto a otros tipos de procesos constructivos. Algunas especificaciones según el Reglamento Nacional de Edificaciones son:

- Altura máxima de 8 pisos.
- En caso de más de 8 pisos, los muros inferiores dúctiles y solo los últimos 6 de MDL.
- Uso de mallas electro soldadas en edificios de hasta 3 pisos.

2.2.2 Propiedades de los materiales

a) Propiedades del acero

El acero es un elemento que trabaja principalmente a tracción en los elementos estructurales. Para determinar su resistencia a la tracción se realizan ensayos en laboratorio con máquinas que someten al acero a fuerzas de tracción y al mismo tiempo miden su deformación hasta llegar a la rotura.

Las varillas corrugadas de acero son usadas para la construcción de elementos de concreto reforzado, estas varillas son de grado 60 que significa 60klb/plug², esto es equivalente a aproximadamente 4200 kg/cm².

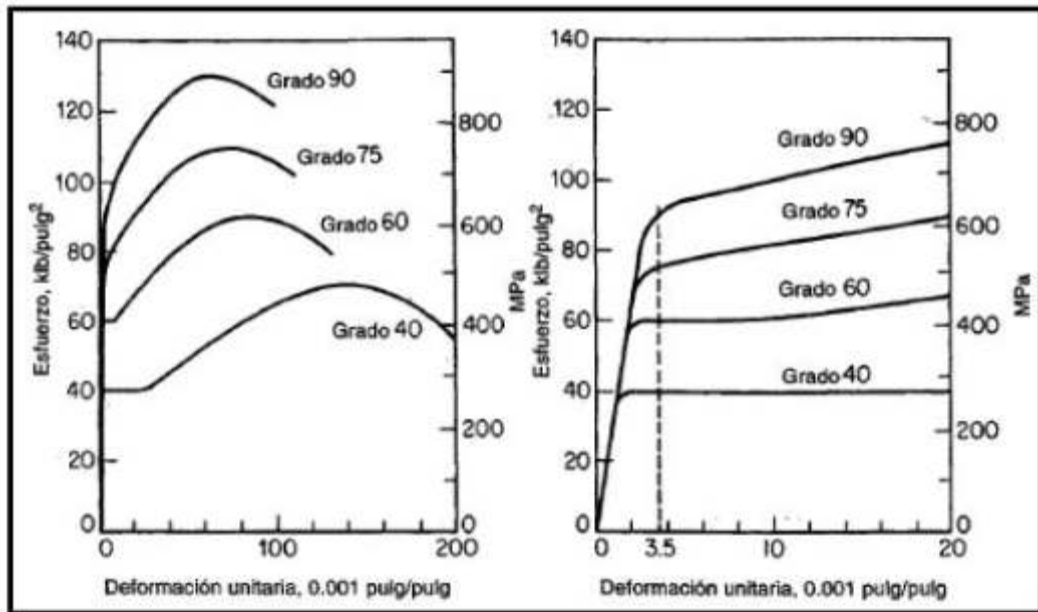


Figura 1. Esfuerzo-Deformación del acero

Fuente: Nilson, A. (1999)

De la imagen superior se puede observar que los aceros de mayores resistencias tienen menos capacidad de deformación.

Ensayo de Tracción de Varillas

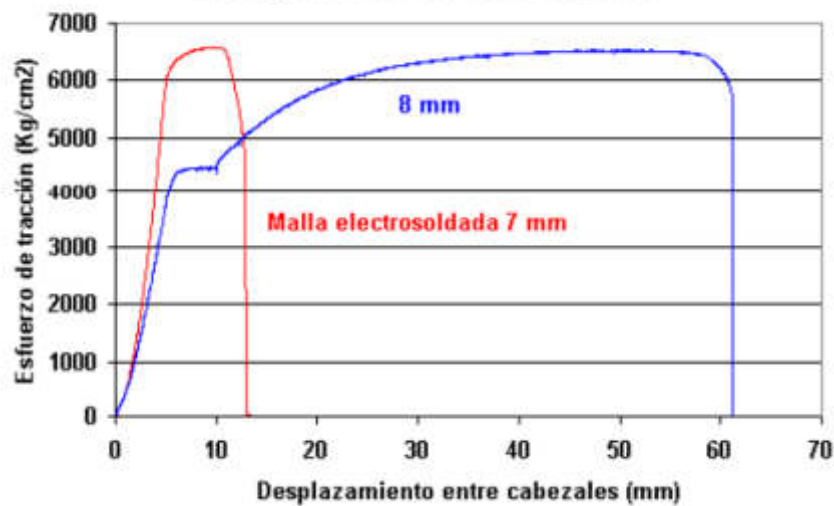


Figura 2. Esfuerzo-Deformación Acero Corrugado vs Malla Electrosoldada

Fuente: Muñoz, A. (2005)

En la construcción de muros de ductilidad limitada también es frecuentemente usado la malla electrosoldada como refuerzo de muro, esta

mallas electrosoldadas tienen una mayor resistencia a la fluencia pero una baja ductilidad con respecto a las varillas corrugadas de 8mm.

b) Propiedades del concreto

Para diseñar los elementos estructurales de concreto es fundamental conocer la resistencia del concreto a compresión, la cual se calcula por medio de pruebas en laboratorios luego de haber alcanzado su resistencia a los 28 días. Paredes (2016) explica:

Por lo general la resistencia a compresión del concreto se obtiene de cilindros con una relación de altura diámetro igual a 2. Los cilindros se cargan longitudinalmente a una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en dos o tres minutos. El cilindro estándar normal tiene 12 plg (30 cm) de altura por 6 plg (15 cm) de diámetro y la resistencia a la compresión que se logra a los 28 días generalmente varía entre 2000 y 8000 lb/plg² (140 a 560 kg/cm²). (p.19)

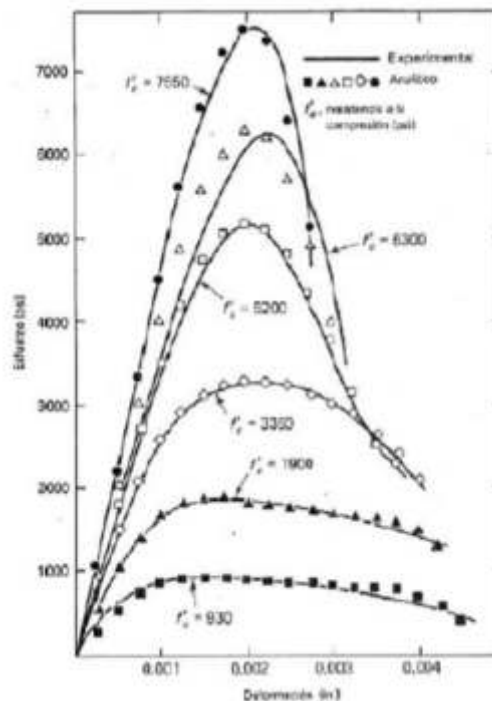


Figura 3. Esfuerzo-Deformación del concreto

Fuente: Nawy, E. (1988)

Del gráfico de esfuerzo-deformación de concreto mostrado se puede observar que los concretos con menor resistencia a la compresión son más dúctiles.

c) Propiedades del concreto confinado

El concreto al estar confinado con estribos de acero aumenta su resistencia y ductilidad. En la siguiente imagen se puede observar el modelo de Mander (1988) para la resistencia del concreto confinado.

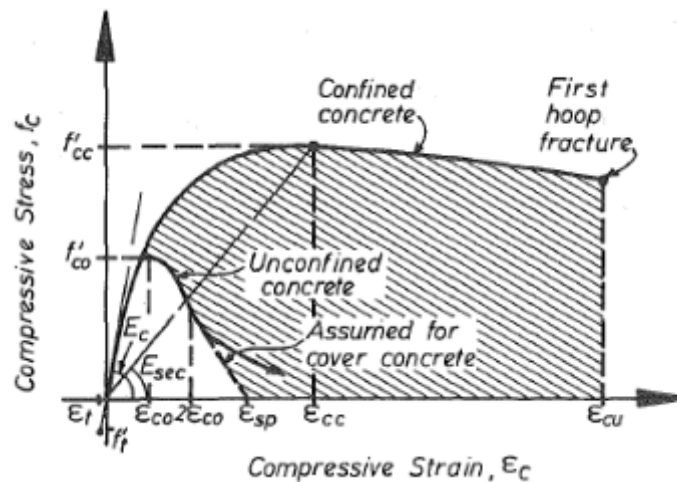


Figura 4. Esfuerzo-Deformación del concreto confinado

Fuente: Mander, J. (1988)

2.2.3 Diagrama momento giro

Es un diagrama que muestra la relación de momento y curva de una sección específica de concreto reforzado dependiendo de las dimensiones de la sección y del acero de refuerzo empleado.

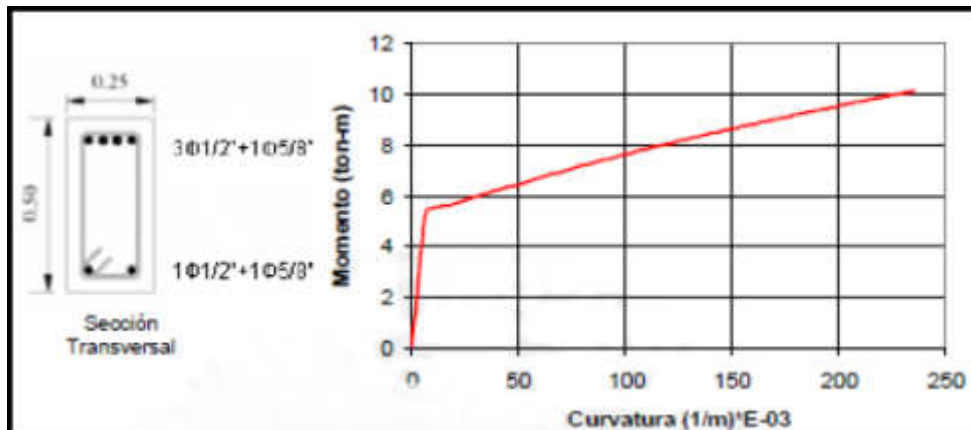


Figura 5. Momento-Curvatura de Sección de viga
Fuente: Paredes, M. (2016)

En la figura se observa el diagrama de momento curvatura de una sección de viga.

La gráfica tiene una primera pendiente que representa el comportamiento lineal del elemento cuando el concreto y el acero trabajan en su rango elástico. Luego cuando el elemento es sometido a una mayor carga, el concreto empieza a agrietarse por tracción y la pendiente de la curva de momento-giro cambia, pasado esto el acero comienza a trabajar por sí solo en tracción hasta el punto donde empieza a fluir hasta su rotura y la falla de la sección.

2.2.4 Análisis sísmico lineal

a) Análisis lineal estático

Es un análisis sísmico que analiza la estructura sin tomar en cuenta la fluencia de los materiales y para asumir el posible desplazamiento inelástico se multiplica por un factor definido por la norma E.030 dependiendo si la estructura es regular o irregular.

Para la realización de análisis se determina la cortante basal en función de factores definidos por la norma E.030 de acuerdo al tipo de edificación y su ubicación en el territorio peruano. La cortante basal determinar a partir del coeficiente calculado que será multiplicado por el peso sísmico de la

edificación. Luego la fuerza del contante basal es distribuida en fuerzas aplicada en los diafragmas de cada losa, esta distribución está en función de la altura y el peso de cada piso. Luego se modela la edificación y se aplican las fuerzas en los diafragmas para obtener la respuesta estructural del edificio.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. (SENCICO, 2018)

b) Análisis lineal dinámico

Es un análisis sísmico que utiliza un espectro de diseño de aceleración-periodo, junto con un análisis modal de la edificación aplicado a la estructura para determinar la respuesta estructural de la edificación.

2.2.5 Análisis sísmico no lineal

a) Análisis no lineal estático

Es un análisis que toma en cuenta la fluencia de los materiales y la pérdida de rigidez de la estructura, para representar esto se realiza el análisis en varios pasos aumentando la carga aplicada y recalculado la respuesta de la estructura con las rótulas plásticas generadas en cada paso. A partir de estos cálculos se genera una curva de capacidad que posteriormente se transforma en un espectro de capacidad y se determina el punto de desempeño que el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda.

b) Análisis no lineal dinámico

Es un análisis que toma en cuenta la fluencia de los materiales y la pérdida de rigidez de la estructura de la misma manera que el análisis estático no lineal, pero para la obtención de la respuesta de la estructura no se utiliza

un patrón de cargas fijo, sino que se usan registros sísmicos lo cual generarán graficas de respuestas histeréticas de la edificación.

2.2.6 Niveles de desempeño según ATC-40

a) Niveles de desempeño estructural

Define los niveles de daño de los elementos estructurales con las siglas SP-n que significa Structural Performance donde n es un número. Los niveles de desempeño propuestos por la norma son:

- SP-1: Inmediata Ocupación
- SP-2: Daño Controlado
- SP-3: Seguridad
- SP-4: Seguridad limitada
- SP-5: Estabilidad estructural
- SP-6: No considerado

b) Niveles de desempeño no estructural

Define los niveles de daño de los elementos no estructurales con las siglas NP-n que significa Nonstructural Performance donde n es un número. Los niveles de desempeño propuestos por la norma son:

- NP-A: Operacional
- NP-B: Inmediata ocupación
- NP-C: Seguridad
- NP-D: Amenaza
- NP-E: No considerado

c) Niveles de desempeño de la edificación

De la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural se genera una matriz que indica los niveles de desempeño de la edificación.

	<i>SP-1 Inmediata Ocupación</i>	<i>SP-2 Daño Controlado (rango)</i>	<i>SP-3 Seguridad</i>	<i>SP-4 Seguridad limitada (rango)</i>	<i>SP-5 Estabilidad Estructural</i>	<i>SP-6 No considerado</i>
<i>NP-A Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Inmediata Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E No Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Figura 6. Niveles de Desempeño según ATC-40

Fuente: Paredes, M. (2016)

2.2.7 Niveles de sismo según ATC-40

La norma ATC-40 define 3 niveles de amenaza sísmica:

- **Sismo de Servicio**

El Sismo de Servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio. (Delgadillo, 2005, p.30)

- **Sismo de Diseño**

El Sismo de Diseño es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El Sismo de Diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años. (Delgadillo, 2005, p.30)

- **Sismo Máximo**

El Sismo Máximo es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo de Diseño. En términos probabilísticos, el Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. (Delgadillo, 2005, p.30)

2.2.8 Análisis Pushover

a) Curva de capacidad

La curva de capacidad es una curva que grafica el esfuerzo-desplazamiento de la estructura. Para generar esta gráfica se define una distribución de fuerzas por altura en los diafragmas de los pisos, la cual es evaluada en varios pasos aumentando la intensidad de la carga y tomando como punto de control el desplazamiento de un nodo en la estructura.

La curva de capacidad tiene una zona elástica y una zona inelástica de acuerdo a la aparición de rótulas plásticas en los elementos, estas rótulas hacen que la estructura pierda rigidez.

b) Espectro de capacidad

El espectro de demanda es la conversión de la curva de demanda de esfuerzo-desplazamiento a una curva de aceleración espectral-desplazamiento espectral.

c) Espectro de demanda

El espectro de demanda se obtiene a partir de un espectro de pseudo aceleraciones sísmicas según la norma consultada, en el caso de la norma E.030 se toma el espectro de diseño sin incluir el factor de reducción R, este espectro es el equivalente al de un sismo raro. A partir de este espectro

de pseudo aceleraciones se hacen cálculos tomando en cuenta el amortiguamiento efectivo de la estructura para un punto tomado en la curva de capacidad.

d) Punto de desempeño

El punto de desempeño es la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda de tal modo que el espectro de demanda generado sea el correspondiente para el amortiguamiento efectivo obtenido en el punto de demanda que se tomó. Del punto de desempeño se puede ver cuál es el desempeño que la estructura presenta frente a la influencia de un sismo determinado.

2.2.9 Diferencias entre la norma sismorresistente E.030 del 2003 y del 2018

El edificio de estudio fue diseñado haciendo uso de la norma sismorresistente E.030 del 2003. En el presente estudio se realizará un análisis sísmico aplicando la norma E.030 del 2018 y se comprobará si la edificación cumple los límites establecidos por la norma actual del 2018.

A continuación, se mostrarán las diferencias entre las normas E.030 del 2003 y la norma E.030 del 2018.

Ambas normas usan la fórmula $V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$, sin embargo, cada norma indica un valor mínimo distinto para C/R.

Tabla 1

Factor C/R mínimo según las normas E.030 2003 y 2018

Norma E.030 2003	Norma E.030 2018
$\frac{C}{R} \geq 0.125$	$\frac{C}{R} \geq 0.11$

Fuente: SENCICO (2003), SENCICO (2018)

También existen diferencias en la determinación de algunos factores para la determinación de la cortante basal (V). En la norma E.030 del 2003 se establecen 3 zonas sísmicas mientras que en la norma E.030 del 2018 son 4 las zonas sísmicas con diferencias en su factor Z correspondiente.

Tabla 2

Factor Z según la norma E.030 2003

Norma E.030 2003	
Zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: SENCICO (2003)

Tabla 3

Factor Z según la norma E.030 2018

Norma E.030 2018	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: SENCICO (2018)

Los factores U se mantuvieron igual para ambas normas, solo hubo diferencias con respecto a la adición de edificaciones a ciertas categorías. En la norma E.030 2018 se definió unas 2 subcategorías A1 y A2 indicando aislamiento sísmico en la base para las edificaciones A1 en zona 3 y 4, en tal caso se le asigna un factor U=1.

Tabla 4

Factor U según la norma E.030 2003

Categoría de las edificaciones	
Categoría	Factor U
A Edificaciones Esenciales	1.5
B Edificaciones Importante	1.3
C Edificaciones Comunes	1
D Edificaciones Temporales	(*)
(*) Omisión del análisis de fuerzas sísmicas a criterio del proyectista	

Fuente: SENCICO (2003)

Respecto al coeficiente R solo hubo variaciones respecto a las estructuras de acero:

Tabla 5

Coeficiente de Reducción R según la norma E.030 2003

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero.	
Arriostres Excéntricos	6,5
Arriostres en Cruz	6,0
Concreto Armado	
Pórticos.	8
Dual.	7
De muros estructurales.	6
Muros de ductilidad limitada.	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: SENCICO (2003)

Tabla 6Coeficiente Básico de Reducción R_0 según la norma E.030 2018

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6

Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7
(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.	

Fuente: SENCICO (2018)

Respecto al factor S hubo grandes variaciones respecto a cómo calcularlo y a la adición de un tipo de suelo S_0 , en la norma E.030 del 2003 indica el cálculo del factor S directamente relacionado al tipo de suelo.

Tabla 7

Factor S según la norma E.030 2003

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S_1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S_2	Suelos intermedios	0,6	1,2
S_3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S_4	Condiciones excepcionales	*	*

Fuente: SENCICO (2003)

Mientras que en la norma E.030 del 2018 el factor S está en función del tipo de suelo y de la zonificación sísmica.

Tabla 8

Factor S según la norma E.030 2018

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: SENCICO (2018)

Los factores de la plataforma del factor C también variaron, T_P varió para el tipo de suelo S₃, además en la norma E.030 del 2018 se introduce la definición del factor T_L (Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constate), según la siguiente tabla.

Tabla 9Períodos "T_P" y "T_L"

PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: SENCICO (2018)

De manera que estos factores afectan el cálculo del factor C, en la norma E.030 del 2003 se indica el cálculo del factor C solo usando los factores T_P y T.

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right); C \leq 2.5$$

Mientras que en la norma E.030 del 2018 se utiliza además el factor T_L.

Tabla 10

Factor de amplificación sísmica “C”

$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T}\right)$

Fuente: SENCICO (2018)

Respecto a las irregularidades hubo varios cambios en las restricciones permitidas y la introducción del concepto de irregularidades extremas y el método para su cálculo.

Tabla 11

Categoría y estructura de las edificaciones

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: SENCICO (2003)

Tabla 12

Categoría y regularidad de las edificaciones

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: SENCICO (2018)

Respecto a las derivas se mantuvieron los mismos límites, pero en la norma E.030 2003 no se menciona el límite de deriva para muros de ductilidad limitada

Tabla 13

Límites para desplazamiento lateral de entrepiso según la norma E.030 2003

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Fuente: SENCICO (2003)

2.2.10 Análisis Pushover con el programa ETABS según las normas ASCE 41-13 y FEMA 440

El programa ETABS versión 2015 tiene incorporado las tablas del ASCE 41-13 para la asignación de rótulas plásticas en los elementos de vigas y columnas para el concreto reforzado y secciones de acero.

Para esta edificación se asignarán rótulas plásticas en las vigas de concreto reforzado por lo tanto el programa ETABS definirá las rótulas plásticas según la tabla 10-7 de la norma ASCE 41-13.

Tabla 14

Parámetros para el modelamiento y criterios de aceptación para rótulas en vigas de concreto

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b	c	Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13 (2013)

Los puntos a b y c mostrados en el siguiente gráfico sirven para la elaboración de la curva de momento-curvatura de la viga, además en la tabla se indica los valores del ángulo de rotación plástica para la definición los límites de IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida) y CP (Prevención del colapso) que serán evaluados en la rótula plástica de la viga.

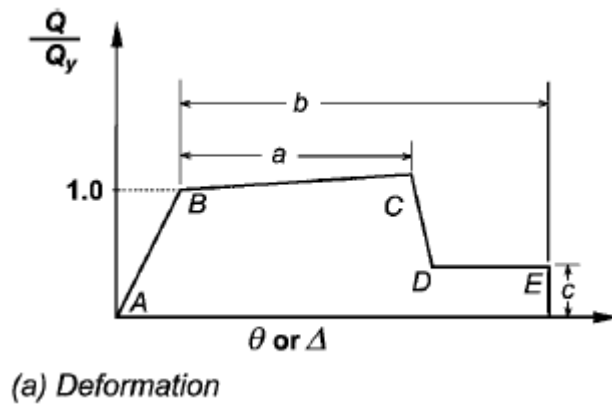


Figura 7. Relación fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto

Fuente: ASCE 41-13 (2013)

Para la determinación del punto de desempeño, el programa ETABS versión 2015 hace uso del método de linearización equivalente descrito por la norma FEMA 440.

En el documento FEMA 440 se presenta un procedimiento llamado Linearización Equivalente, como modificación al método del Espectro de Capacidad del ATC-40.

El objetivo es determinar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema “equivalente” lineal utilizando un período efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el amortiguamiento y período inicial del sistema, y la demanda de ductilidad (μ). El procedimiento se mantiene similar. Se incluye también una técnica para modificar el espectro de demanda resultante para que coincida con el método en el ATC-40 de intersectarlo con la curva de capacidad para generar el punto de desempeño para el modelo estructural. (Fustamante, 2018, p.52)

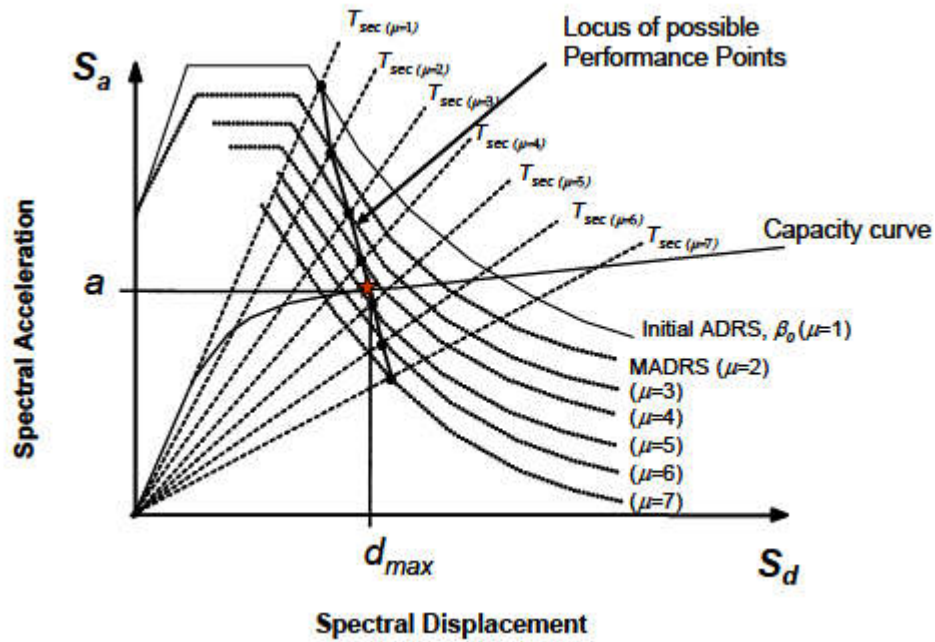


Figura 8. Puntos de desempeño posibles usando el espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento

Fuente: FEMA 440 (2005)

En el gráfico se puede ver los espectros de demanda para diferentes periodos efectivos con diferentes ductilidades, cada espectro de demanda tiene su tentativo punto de desempeño, uniendo estos puntos se obtiene una línea la cual al intersectar con el espectro de capacidad determinarían el punto de desempeño para la estructura.

2.2.11 Evaluación estructural del edificio

Para la evaluación estructural del edificio lo que se pretende hacer es verificar si cumplen los límites, restricciones y rangos establecidos por las normas E.030 y ATC-40.

Para la norma sismorresistente E.030:

- Se verificará que cumpla con la deriva mínima establecida para el sistema estructural utilizada en la edificación.
- El edificio es de categoría C y se encuentra en la zona sísmica 4, por lo tanto, según la tabla 10 de la norma E.030 del 2018 no son permitidas

las irregularidades extremas, se verificará que se cumpla esta restricción.

Para la norma ATC-40:

- Primero se determinará cual es el objetivo de desempeño para la edificación, el cual indicará un rango para la posición del punto de desempeño entonces se verificará que el punto de desempeño se encuentre dentro de este rango.
- De la curva de Pushover se podrá obtener una curva bilineal obteniendo 2 puntos: el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último, con los cuales se determinará la ductilidad de la estructura.
- Además del análisis Pushover se podrá observar donde la edificación es propensa a tener daños, esto se podrá visualizar a través del estado alcanzado por las rótulas plásticas generadas en la edificación, el estado de las rótulas es mostrado por el programa ETABS usando los colores verde, celeste y rojo:
 - Verde (entre Inmediata Ocupación y Seguridad de vida)
 - Celeste (entre Seguridad de vida y Prevención del colapso)
 - Rojo (mayor a Prevención del colapso)

2.3 Definición de Términos Básicos

Se definen los siguientes términos básicos:

- **Derivas:** Es la diferencia del desplazamiento de dos entrepisos dividido entre la altura del piso, también conocida como distorsión angular de piso. (SENCICO, 2018)
- **Cortante Basal:** Es la sumatoria de las fuerzas cortantes de cada piso tomando como valor máximo en la base del edificio. (SENCICO, 2018)
- **Sistema estructural:** Es el tipo de sistema con el cual la edificación está construida y es la encargada de soportar las fuerzas de gravedad, sismo o viento a la cual la edificación va ser sometida. (SENCICO, 2018)
- **Zonificación sísmica:** Es la distribución del territorio peruano en 4 zonas de acuerdo a la posibilidad de presentarse un nivel de sismo. (SENCICO, 2018)

- **Perfiles de suelo:** Es la clasificación que toman los suelos dependiendo de sus propiedades, son clasificados según la norma E.030 como Roca Dura, Suelo muy Rígido, Suelos intermedios, Suelos blandos lo cuales influirán en el efecto del sismo sobre la estructura. (SENCICO, 2018, p.10)
- **Categoría de la edificación:** La norma E.030 clasifica las edificaciones como Esenciales, Importantes, Comunes y Temporales, de acuerdo a ciertos criterios se le asigna un factor que influirá en el cálculo de la Cortante Basal. (SENCICO, 2018, p.14)
- **Coefficiente básico de reducción R_o :** Es la capacidad de un sistema estructural de disipar la energía inducida por un sismo. (SENCICO, 2018)
- **Factores de irregularidad:** Son factores que se le aplican a la ecuación para obtener la cortante basal, estos factores se clasifican en factor de irregularidad en altura y en planta, y están en función de la distribución geométrica y de rigidez de la estructura. (SENCICO, 2018)
- **Distribución de fuerzas en altura:** Es la distribución de la cortante basal en los puntos del diafragma rígido que se aplica a cada piso para realizar el análisis estático lineal. Se sigue una ecuación que va en función de las alturas y pesos generando una distribución de fuerzas en forma de triángulo invertido. (SENCICO, 2018)
- **Diafragma rígido:** Es la suposición de que los puntos de una losa se moverán en conjunto e iguales frente a la acción de un movimiento sísmico. Esta suposición no es aceptable si la losa tiene grandes aberturas.
- **Modos de vibración:** Son los modos de vibración propias de la estructura asumiendo masas traslacionales y rotaciones que generarán diversos modos de vibrar y tendrán una cierta participación de masa de la estructura del edificio.
- **Análisis dinámico lineal:** Este tipo de análisis tiene como base la evaluación de los desplazamientos relativos de la estructura que se causan a través de las aceleraciones del espectro de diseño. (Fustamante, 2018)

- **Análisis estático lineal:** Este tipo de análisis tiene como base la evaluación de la estructura por fuerzas equivalentes que son aplicadas a cada nivel de la estructura. (Fustamante, 2018)
- **Peso sísmico:** Es el peso que se toma de la combinación de cargas de la edificación definidas por la norma para determinar el cortante basal que será empleado en el análisis estático lineal. (SENCICO, 2018)
- **Rótulas plásticas:** Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada articulación plástica. (Diccionario de Arquitectura y Construcción, 2018)
- **Periodo de vibración:** Para un cuerpo sujeto a una vibración, tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando; una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y con un período de vibración corto, mientras que una flexible tiende a oscilar más lentamente y su período es más largo. (Diccionario de Arquitectura y Construcción, 2018)

2.4 Hipótesis

Las hipótesis de esta tesis se dividen en hipótesis general e hipótesis específicas.

2.4.1 Hipótesis General

La hipótesis general para esta investigación que tiene como objetivo determinar el comportamiento estructural de un edificio de muros de ductilidad limitada es:

- Los resultados obtenidos del análisis sísmico aplicando la norma E.030 2018 y el análisis Pushover revelan un buen comportamiento estructural en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.

2.4.2 Hipótesis Específicas

- La deriva de entrepiso obtenida del análisis estático aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos

ubicado en el distrito de Rímac-Lima está dentro de los límites permisibles $(\Delta_i/h_{ei}) < 0.005$.

- La deriva de entrepiso obtenida del análisis dinámico aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima está dentro de los límites permisibles $(\Delta_i/h_{ei}) < 0.005$.
- El punto de desempeño obtenido del análisis estático no lineal (Pushover) aplicando la norma ATC-40 se encuentra en el caso de seguridad de vida para un edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 Diseño Metodológico

Se indica el tipo de investigación, muestra, instrumentos y procedimientos de la presente tesis.

3.1.1 Tipo de investigación

- Orientación aplicada

Esta investigación aplica teorías existentes a un objeto de estudio, en este caso se utilizará la norma E030 y ATC-40 junto con las metodologías establecidas para realizar un análisis sísmico lineal y no lineal a un edificio de muros de ductilidad limitada.

- Enfoque cuantitativo

Se obtendrán datos medibles de la edificación utilizando las normas y luego con estos datos se procederá a realizar el análisis sísmico que también brindará datos de las cuales se crearán tablas y podrán ser interpretados.

- Tipo descriptivo

Se realizará un análisis sísmico a la edificación, a partir del cual se obtendrán datos que servirán para describir el comportamiento sísmico de la edificación.

- **Nivel descriptivo**

La finalidad de la investigación es describir el comportamiento estructural de la edificación en base a los resultados obtenidos del análisis sísmico aplicado.

- **Diseño observacional, retrospectivo y longitudinal**

El diseño es observacional porque toma como objeto de estudio un edificio ya construido y no se puede intervenir en la variable independiente y en base a estas variables se hace el análisis sísmico. Es retrospectivo en la medida que utiliza teorías ya creadas para el procedimiento del análisis sísmico. Es longitudinal puesto que emplea varias veces las mismas variables para realizar el análisis sísmico lineal estático y dinámico, y el análisis sísmico no lineal estático.

3.1.2 Muestra

La población son los edificios construidos por el sistema estructural de muros de ductilidad limitada ubicados en el Perú. La muestra es un edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima.

3.1.3 Instrumentos

- Programa AutoCAD: Se utilizará el programa AutoCAD para revisar los planos, conocer el proyecto y tomar las medidas necesarias para crear los ejes y posteriormente realizar un modelo tridimensional en ETABS.
- Programa ETABS: Se usará el programa ETABS para crear el modelo tridimensional, ingresar los datos referentes a propiedades de los materiales, cargas, coeficientes y definir los tipos de análisis que serán desarrollados por el programa ETABS, posteriormente el programa ETABS mostrará los resultados a través de tablas, gráficos y en el propio modelo tridimensional.

- Programa Excel: Se empleará inicialmente el programa Excel para realizar los cálculos necesarios para hallar los coeficientes indicados por la norma E.030 para el desarrollo del análisis estático y dinámico, posteriormente se utilizará el programa Excel para manejar los datos obtenidos del análisis sísmico realizado por el programa ETABS y así crear tablas y cálculos que serán usados para interpretar los resultados según la norma.
- Norma E.030 2018: Se empleará la norma E.030 2018 para realizar el análisis lineal estático y dinámico de acuerdo a como la norma lo indique, luego se evaluarán los resultados conforme la norma.
- Norma ATC-40: Se empleará la norma ATC-40 para realizar el análisis no lineal Pushover de acuerdo a como la norma lo indique, luego se evaluarán los resultados conforme la norma.

3.1.4 Procedimiento

- Se localizará un proyecto de edificios que emplee el sistema estructural de muros de ductilidad limitada para en base a sus planos poder realizar los análisis sísmicos.
- Se estudiará el proyecto para conocerlo y entenderlo para poder luego crear el modelo en ETABS.
- Se buscará bibliografía, cursos y conferencias para poder comprender y realizar correctamente los análisis sísmicos aplicados en la investigación.
- Se creará una hoja Excel para hacer los cálculos necesarios para realizar el análisis sísmico estático y dinámico según la norma E.030.
- Se realizará el modelo tridimensional en ETABS para realizar el análisis lineal estático y dinámico según la norma E.030 y el análisis Pushover según la norma ATC-40.

- Con los resultados de los análisis sísmicos obtenidos del programa ETABS se crearán tablas y gráficos que serán interpretados según la norma E.030 y la norma ATC-40.

3.2 Variables

Se presentan las variables independientes y dependiente de la presente tesis.

3.2.1 Variable Independiente

- Análisis Lineal según la Norma E.030: Se realizará un análisis sísmico estático y dinámico según la norma E.030 2018 tomando como objeto de estudio una edificación diseñada anteriormente bajo la norma E.030 del 2001.
- Análisis No lineal según la Norma ATC-40: Se realizará un análisis Pushover según la norma ATC-40 para determinar el comportamiento inelástico de la edificación.

3.2.2 Variable Dependiente

- Comportamiento estructural: En base a los análisis sísmicos aplicados a la edificación se obtendrán resultados de desplazamientos y fuerzas en los elementos que serán interpretados según las normas para definir el comportamiento estructural de la edificación.

3.3 Operacionalización de Variables

Se presentan los cuadros de operacionalización de las variables independientes y dependiente de la presente tesis indicando indicadores, nivel de medición, índice e instrumento.

3.3.1 Variable Independiente

Tabla 15

Operacionalización de variables independientes

Variable Independiente	Indicadores	Nivel de medición	Índice	Instrumento
Análisis según la Norma Sismorresistente E.030 2018	Altura del edificio	De razón o proporción	Altura del edificio (h_n)	Observacional
	Zonificación sísmica	Variable ordinal	Zona 1 ($Z=0.45$)	Guía observacional
			Zona 2 ($Z=0.35$)	
			Zona 3 ($Z=0.25$)	
			Zona 4 ($Z=0.10$)	
	Tipo de suelo	Variable ordinal	Roca dura (S_0)	Guía observacional
			Roca o suelos muy rígidos (S_1)	
			Suelos intermedios (S_2)	
			Suelos blandos (S_3)	
	Sistema Estructural	Variable nominal	Acero	Observacional
			Concreto armado	
			Albañilería armada o confinada	
Madera				
Categoría y uso de la edificación	Variable ordinal	Edificaciones esenciales ($U=1.5$)	Guía observacional	
		Edificaciones importantes ($U=1.3$)		
		Edificaciones comunes ($U=1$)		
		Edificaciones temporales		
Irregularidades en la edificación	Variable nominal	Irregularidad en planta (I_a)	Guía observacional	
		Irregularidad en altura (I_p)		
Análisis Pushover	Nivel de desempeño estructural	Variable ordinal	SP-1	Guía observacional
			SP-2	
			SP-3	
			SP-4	
			SP-5	
			SP-6	
	Nivel de desempeño no estructural	Variable ordinal	NP-A	Guía observacional
			NP-B	
			NP-C	
NP-D				
Nivel de amenaza sísmica	Variable ordinal	Sismo de servicio (SE)	Guía observacional	
		Sismo de diseño (DE)		
		Sismo máximo (ME)		

Elaborado por: el autor

3.3.2 Variable Dependiente

Tabla 16

Operacionalización de variables independientes

Variable Dependiente	Indicadores	Nivel de medición	Índice	Instrumento
Comportamiento estructural	Fuerza cortante en la base	De razón o proporción	V	Observacional
	Derivas de entrepiso	De razón o proporción	Δ_i / h_{ei}	Guía observacional
	Restricción de irregularidades	Variable nominal	Irregularidad en planta (I_a)	Guía observacional
			Irregularidad en altura (I_p)	
	Curva de capacidad	De razón o proporción	Fuerza Cortante	Guía observacional
			Desplazamiento	
	Ductilidad	De razón o proporción	Desplazamiento de fluencia (D_y)	Guía observacional
			Desplazamiento último (D_u)	
	Punto de desempeño	De razón o proporción	Aceleración espectral (a_{pi})	Guía observacional
			Desplazamiento espectral (d_{pi})	
Rotulas plásticas	Variable ordinal	Ocupación Inmediata (IO)	Guía observacional	
		Seguridad de vida (LS)		
		Prevención del colapso (CP)		

Elaborado por: el autor

CAPÍTULO IV DESARROLLO DEL PROYECTO

4.1 Descripción del Edificio de Estudio

El edificio de estudio forma parte de un condominio llamado "El Manzano" se ubica en la provincia de Lima, en el distrito de Rímac, en la urbanización El Manzano. El condominio limita con una vivienda, una propiedad particular, un parque público y con las avenidas Anton Sanchez y Calle 5, los ingresos se encuentran en la avenida Calle 5 y la avenida Anton Sanchez.

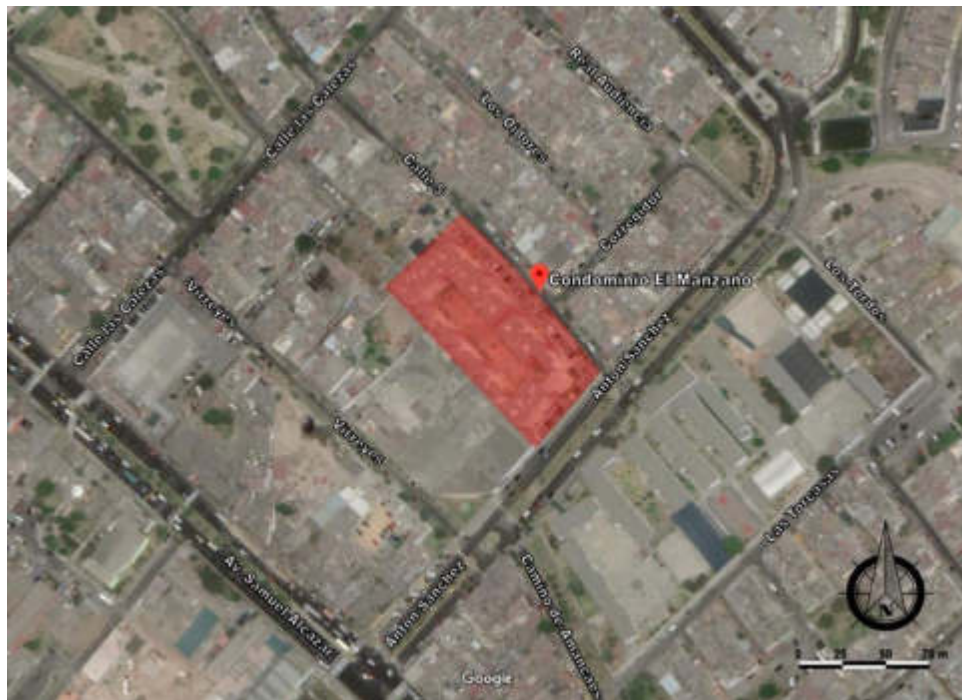


Figura 9. Ubicación del Condominio El Manzano

Fuente: Google Maps (2018)

El edificio a analizar es un edificio típico de un conjunto de nueve edificios de un condominio. El condominio consta de 9 edificios distribuidos de diferente forma, 8 edificios típicos con variaciones en los vanos de ventanas en los edificios 5,7 y 9, y el edificio 9 que es la mitad de un edificio típico.



Figura 10. Distribución general del condominio

Fuente: DIACCO SRL. Diseños, Acabados y Construcciones (2003)

Cada edificio del condominio consta de 4 viviendas unifamiliares por piso (a excepción del edificio 9), todos los edificios del condominio tienen 6 pisos sumando un total de 24 viviendas por edificio.

El ingreso para las viviendas del segundo piso y superiores es a través de una galería común para todos los edificios colindantes que esta provista con escaleras y ascensor para cada edificio.

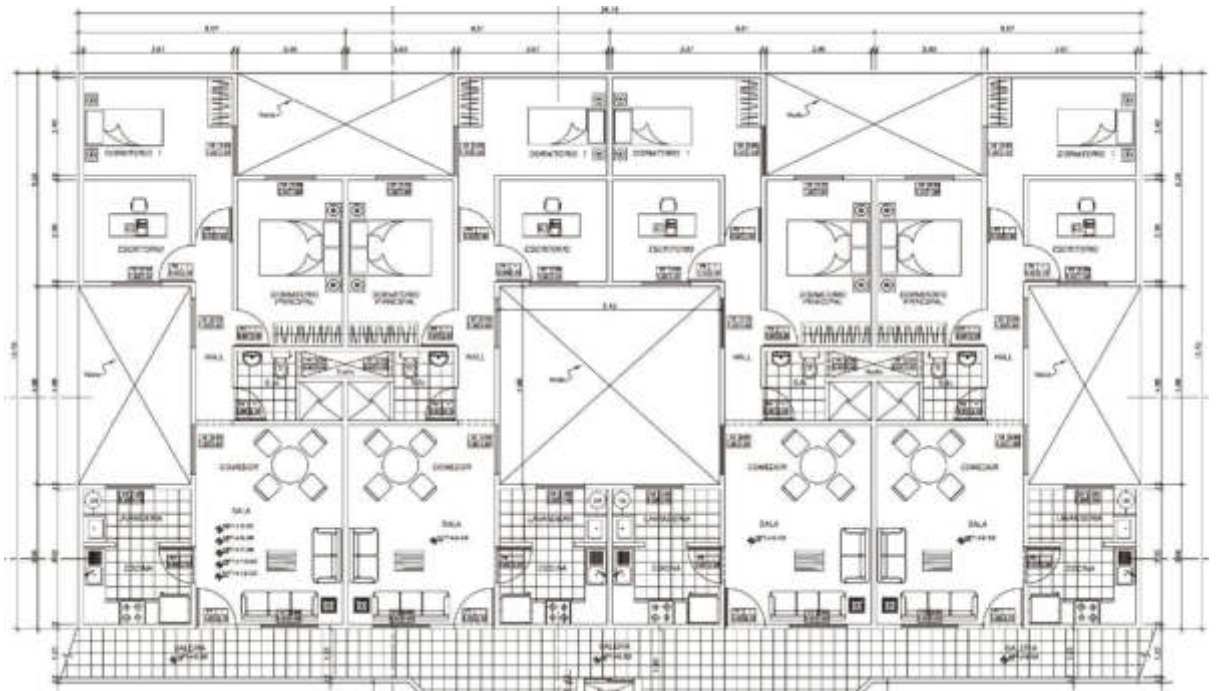


Figura 11. Planta del Edificio típico

Fuente: DIACCO SRL. Diseños, Acabados y Construcciones (2003)

El condominio además tiene área de juegos, área de recreación, estacionamientos, un salón de usos múltiples con oficina y baño, y 2 zonas de ingreso con casetas de vigilancia, baños y depósitos de basura.

En cada edificio hay una cisterna y un tanque elevado que abastece a las 24 viviendas unifamiliares, esta cisterna está ubicada aproximadamente en el centro del edificio. Cada vivienda unifamiliar cuenta con 1 cocina, 1 lavandería, 1 sala-comedor, 1 baño, 2 dormitorios, 1 escritorio, área libre e iluminación natural, además el primer piso tiene un patio y un jardín.

Cada edificio tiene un área de terreno total de 360m² y cada vivienda unifamiliar un área techada aproximada de 70m². La altura libre del piso hasta el techo en cada piso es de 2.30 metros.

El tanque elevado se encuentra a 2.25 metros sobre el techo del sexto piso y tiene una altura de 2.40 metros, llegando a un nivel de 19.81 metros sobre el nivel de terreno natural.

El edificio está construido por un sistema constructivo de muros de ductilidad limitada, vigas y techo aligerado de sistema ALITEC.



Figura 12. Techo aligerado de sistema ALITEC

Fuente: Asociación Nacional de Transformadores de Acero A.C. (2008)

El techo de sistema ALITEC consiste en viguetas prefabricadas y ladrillos de techo de tipo bovedilla de modo que las viguetas sostienen las bovedillas y se ahorra en el encofrado de techo acelerando así la construcción. Estas viguetas están formadas por una armadura triangular con 2 o más aceros inferiores y uno superior y un patín de concreto encerrando los aceros inferiores.

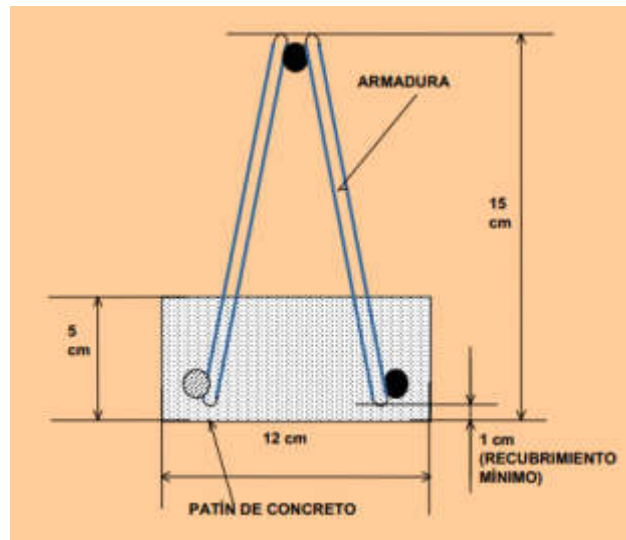


Figura 13. Vigueta prefabricada de techo ALITEC

Fuente: Asociación Nacional de Transformadores de Acero A.C. (2008)

Primero se colocan las viguetas prefabricadas apoyadas en las vigas luego las bovedillas de ladrillo o poliestireno apoyadas encima de las viguetas, luego se coloca una malla electro soldada y se vierte el concreto dando como resultado una losa aligerada monolítica.

La cimentación usada es cimiento corrido y este cimiento es compartido en los muros de edificios contiguos.

La cisterna tiene en el fondo una losa de 15cm, un techo de 20 cm y paredes de 25cm de concreto armado.

El tanque elevado esta soportado por 2 placas y un muro de concreto armado de 12 cm en uno de sus lados, tiene una losa maciza en la base de 20cm, un techo de 20cm y paredes de 20cm de concreto armado.

Los muros de ductilidad limitada usados son de 10 cm y tienen un refuerzo de malla electro soldada PRODAC tipo Q-106 y adicionalmente varillas de $\varnothing 1/4$ " cada 40 cm.

En el plano se pueden observar una variedad de vigas, pero las que se usó en el edificio típico a modelar son las vigas: T-1 de 10 de ancho x 70 de peralte, T-2 de 10 x 40 y T-3 de 30 x20.

La capacidad portante del suelo es de 5kg/cm², el tipo de suelo es grava y la profundidad de cimentación es de 2m bajo en nivel de terreno natural.

En los siguientes planos se puede observar la distribución de los muros de ductilidad limitada, los detalles de refuerzo de las losas, viguetas, muros, y la cantidad y diámetro del acero de las vigas para cada piso, también las especificaciones técnicas de recubrimientos, empalmes, resistencia a la compresión del concreto simple y concreto armado.

4.2 Análisis Estático Lineal

Se describe el desarrollo del análisis estático lineal aplicado a la edificación de estudio.

4.2.1 Cálculo de la fuerza cortante en la base

Para realizar el análisis estático lineal, se procedió a calcular el cortante basal según la norma E.030, para posteriormente distribuir la cortante basal en una distribución de fuerzas por altura aplicadas en cada diafragma asignado por piso. Para hallar la cortante basal se hace uso del peso sísmico de la edificación y unos coeficientes establecidos por la norma E.030.

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

V: Fuerza cortante en la base de la estructura

Z: Factor de zona

U: Factor de uso

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de amplificación suelo

R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

P: Peso sísmico de la edificación según la norma E.030
(SENCICO, 2018)

a) Factor de Zona Z

De acuerdo a la ubicación del proyecto se determina a que zona sísmica corresponde según la zonificación propuesta por la norma que se muestra en el Anexo N° 1 de la norma E.030 del 2018.

El factor Z se interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (SENCICO, 2018, p.8)



Figura 14. Zonas Sísmicas

Fuente: SENCICO (2018)

Dependiendo de la zona sísmica en donde se encuentre el edificio, el factor Z se determina según el siguiente cuadro.

Tabla 17

Factores de zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: SENCICO (2018)

El edificio de estudio se encuentra ubicado en el distrito del Rímac, provincia de Lima por lo tanto se encuentra en un zona 4 y le corresponde un factor de zona $Z = 0.45$.

b) Perfil de Suelo

Los perfiles de suelo son clasificados por la norma según las propiedades del suelo obtenidos del estudio de mecánica de suelos para los 30 metros superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Los tipos de perfiles de suelo establecidos por la norma son cinco:

- Perfil Tipo S₀: Roca Dura
- Perfil Tipo S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos
- Perfil Tipo S₂: Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S₃: Suelos Blandos
- Perfil Tipo S₄: Condiciones Excepcionales

El perfil de suelo para el edificio de estudio es de “S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos” según es indicado en los planos del proyecto.

c) Parámetros de Sitio S, T_P, T_L

Según el perfil del suelo y la zona sísmica correspondiente a la zona del proyecto se determinan los parámetros de sitio S, T_P y T_L de acuerdo a las tablas presentadas por la norma E.030 del 2018.

Tabla 18

Factor de suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: SENCICO (2018)

Tabla 19Períodos "T_P" y "T_L"

PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: SENCICO (2018)

Se determinaron los factores:

$$S = 1 \quad T_P = 0.4 \quad T_L = 2.5$$

d) Factor de amplificación sísmica C

El factor de amplificación sísmica se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo (SENCICO, 2018, p.13).

Para hallar el factor de amplificación sísmica C se debe de primero hallar el periodo fundamental de vibración de la estructura que se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n es la altura total de la edificación expresada en metros

C_T es un coeficiente que establece la norma en el numeral 4.5.4 el cual está en función del sistema estructural utilizado, este coeficiente que varía para cada dirección de análisis X e Y. (SENCICO, 2018)

Tabla 20

Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio

$C_T = 35$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
$C_T = 45$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) Pórticos de acero arriostrados.
$C_T = 60$	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Fuente: SENCICO (2018)

La edificación tiene como sistema estructural muros de ductilidad limitada en las dos direcciones de análisis X e Y así que le corresponde un coeficiente C_T de 60, la altura de edificio medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel de techo terminado es de 14.97m. Efectuando el cálculo se obtiene un periodo fundamental para las dos direcciones de 0.2495seg.

Con el periodo fundamental (T) y los valores de T_P y T_L se procede a hallar el factor de amplificación sísmica según la siguiente tabla obtenida de la norma E.030 2018.

Tabla 21

Factor de amplificación sísmica “C”

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T}\right)$

Fuente: SENCICO (2018)

$$T = 0.2495 \text{ y } T_p = 0.4 \text{ entonces } C = 2.5$$

e) Factor de Uso U

Las estructuras son clasificadas por la norma E.030 según su importancia y se les asigna un factor U según la siguiente tabla.

Tabla 22

Categoría de las edificaciones y factor “U”

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, estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte, 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.	1,5
	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.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses 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
<p>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.</p> <p>Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.</p>		

Fuente: SENCICO (2018)

El edificio de estudio forma parte de un condominio por lo tanto al ser un edificio destinado a viviendas se le clasifica como edificaciones comunes asignándole una categoría C y un factor $U = 1$.

f) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_0

La norma E.030 clasifica a las estructuras según su material en:

- Estructuras de Concreto Armado
- Estructuras de Acero
- Estructuras de Albañilería
- Estructuras de Madera
- Estructuras de Tierra

Las estructuras de concreto armado son subdivididas en:

- Pórticos
- Muros Estructurales
- Dual

- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la siguiente tabla (SENCICO, 2018, p.17).

Tabla 23

Sistemas estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7
(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.	

Fuente: SENCICO (2018)

La edificación de estudio presenta un sistema estructural de muros de ductilidad limitada en las dos direcciones de análisis, según la tabla le corresponde un $R_0 = 4$ para ambas direcciones.

g) Factores de Irregularidad I_a , I_p

La norma establece factores de irregularidad en altura I_a y en planta I_p de acuerdo a las siguientes tablas, si una edificación tiene más de una irregularidad en planta o en altura se tomará el menor valor obtenido para cada tabla.

Tabla 24

Irregularidades estructurales en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla Nº 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla Nº 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90

<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla Nº 10)</p> <p>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: SENCICO (2018)

Tabla 25

Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla Nº 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla Nº 10)</p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla Nº 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90

<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: SENCICO (2018)

Según los planos de la edificación se comprueba que:

- No se presenta irregularidad geométrica vertical.
- No se presenta irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.
- No se presenta irregularidad por esquinas entrantes.
- No se presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

Se verificó la irregularidad por discontinuidad de diafragma dividiendo el área de aberturas entre el área bruta del diafragma y se comprobó que no supera el 50%.

$$\text{área de aberturas} = 79.0208\text{m}^2$$

$$\text{área bruta del diafragma} = 26.16 \times 13.7 = 358.392\text{m}^2$$

$$\frac{\text{área de aberturas}}{\text{área bruta del diafragma}} = 0.22048 < 0.5$$

Además, para la norma también indica que existe irregularidad de diafragma si para cualquiera de las direcciones de análisis se tiene una sección transversal con un área neta menor al 25% del área de la sección transversal calculada para las dimensiones totales en planta.

$$\text{longitud transversal mínima} = 7.6 + 7.6 = 15.2\text{m}$$

$$\text{longitud transversal total} = 26.16\text{m}$$

$$\frac{\text{longitud transversal mínima}}{\text{longitud transversal total}} = 0.581 > 0.25$$

Se calculó un 58% superando el 25% mínimo, por lo tanto, la edificación no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

Algunas de las irregularidades solo pueden ser comprobadas después de haber realizado el análisis. La estructura de estudio no presenta irregularidades respecto a las irregularidades que pueden ser determinadas antes de obtener los resultados del análisis sísmico estático. Dicho esto se le asignó inicialmente un factor $I_a = 1$ e $I_p = 1$.

h) Restricciones de Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la siguiente tabla (SENCICO, 2018, p.20).

Tabla 26

Categoría y regularidad de las edificaciones

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: SENCICO (2018)

La edificación se ubica en una zona 4 y su categoría de edificación es C, según la tabla no se permiten irregularidades extremas, esta restricción será comprobada posteriormente con los resultados del análisis.

i) Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica R

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica R se determina a partir coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas R_0 multiplicado por el factor de irregularidad en planta y el factor de irregularidad en altura.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Para los valores $R_0 = 4$, $I_a = 1$ e $I_p = 1$ se halló un $R = 4$.

j) Estimación del Peso P y la cortante basal

El cálculo del peso sísmico se determina según la norma E.030 de acuerdo a la categoría de la edificación tomando en cuenta las cargas permanentes, sobrecargas y carga viva.

Para el edificio de estudio, que es de categoría C, la norma establece que se tomará un 100% de la carga permanente (peso propio) y un 25% de carga viva.

El cálculo de la carga permanente se realizó modelando la edificación en ETABS según los planos de la edificación y aplicándole las sobrecargas permanentes correspondientes. La carga viva se tomó de la norma de cargas E.020 y luego se le aplicó al modelo.

La norma E.030 del 2018 indica que se debe cumplir la siguiente condición para los valores de C y R:

$$C/R \geq 0.11$$

Con los coeficientes hallados se calcula $C/R = 0.625$ cumpliendo lo indicado por la norma. Finalmente, con todos los factores hallados y verificados se obtiene que la cortante basal es:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P = 0.28125 \cdot P$$

4.2.2 Modelamiento en ETABS

a) Definición de materiales

Los especificaciones técnicas son descritas en el plano de estructuras, los elementos de concreto armado fueron construidos con un concreto de resistencia la compresión de $f'c = 175kg/cm^2$. El modulo de elasticidad del concreto se calculó con la siguiente fórmula expresada en kg/cm^2 :

$$E = 15000 \cdot \sqrt{f'c}$$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'General Data' section is expanded, showing the following values: Material Name: fc175; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: a green square; Material Notes: empty. The 'Material Weight and Mass' section shows 'Specify Weight Density' selected, with Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³ and Mass per Unit Volume: 244.732 kgf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section shows: Modulus of Elasticity, E: 198431.35 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C; Shear Modulus, G: 82679.73 kgf/cm². The 'Design Property Data' section has a button 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 15. Definición del material concreto

Fuente: ETABS

El acero de refuerzo utilizado fue de grado 60 con un límite de fluencia de $f_y = 4200kg/cm^2$.

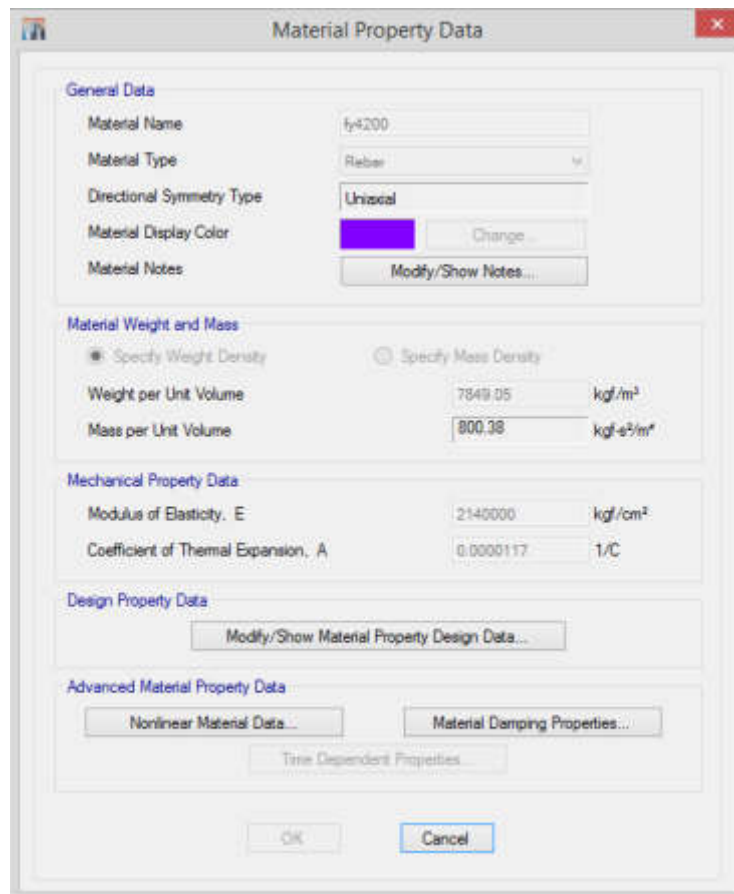


Figura 16. Definición del material acero

Fuente: ETABS

b) Definición de secciones

Las secciones de los elementos estructurales empleados en la edificación se pueden observar en los planos de estructuras anexados, la edificación esta compuestas por vigas, muros de concreto, losas aligeradas y losas macizas.

Se definieron 6 tipos de vigas representadas como:

- T-1 (10 cm x 70 cm)
- T-2 (10 cm x 40 cm)
- T-3 (30 cm x 20 cm)
- T-4 (15 cm x 40 cm)
- T-5 (13.5 cm x 40 cm)
- T-6 (30cm x 20 cm)

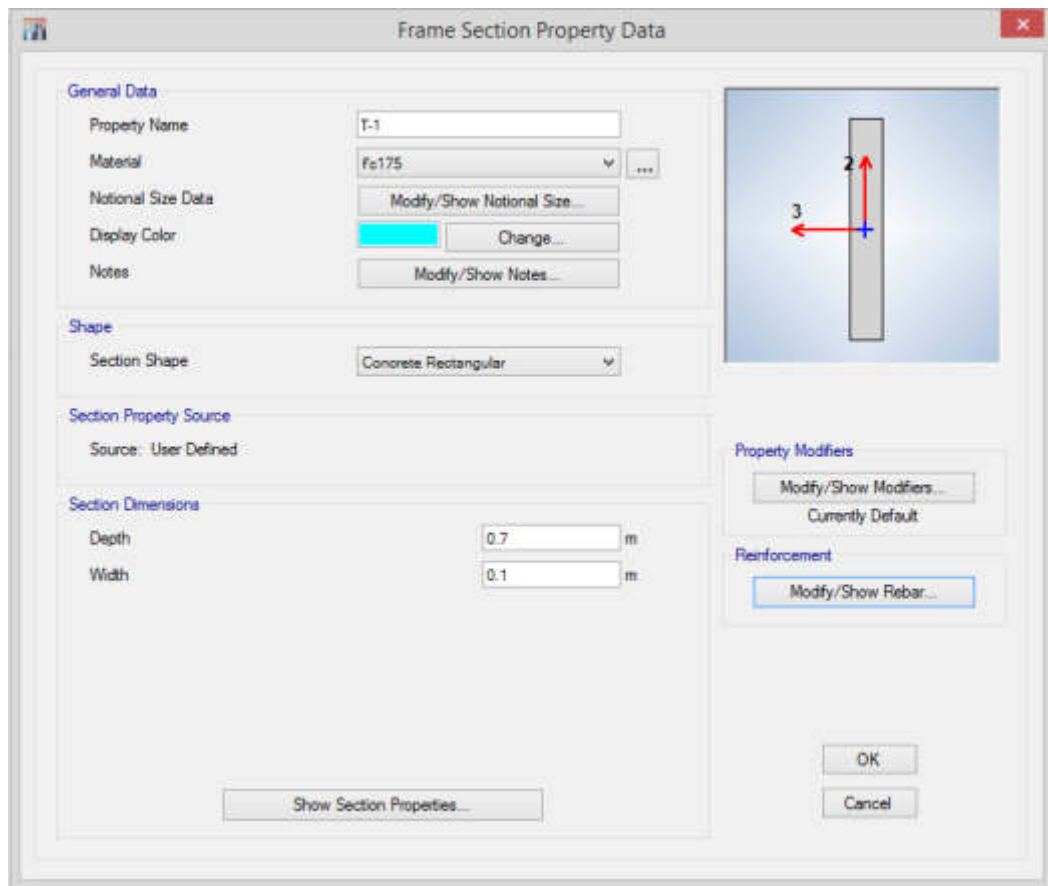


Figura 17. Definición de sección viga

Fuente: ETABS

Se definieron 4 tipos de muros de concreto:

- XM-1: De 10 cm de espesor.
- XM-2: De 12.5 cm de espesor.
- Muros del tanque elevado: De 20 cm de espesor.
- Muro para soportar el tanque elevado: De 12 cm de espesor.

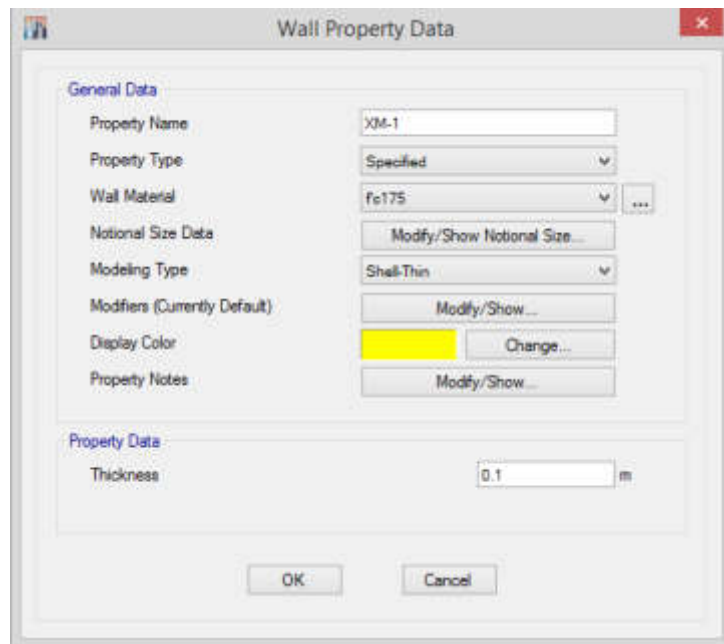


Figura 18. Definición de sección muro

Fuente: ETABS

Se definieron 3 tipos de losas:

- Losa aligerada de sistema ALITEC: de 20 cm de espesor con viguetas de 14 cm espaciadas cada 50 cm.
- Losa maciza en la base el tanque elevado: De 20 cm de espesor.
- Losa maciza el techo del tanque elevado: De 15 cm de espesor.

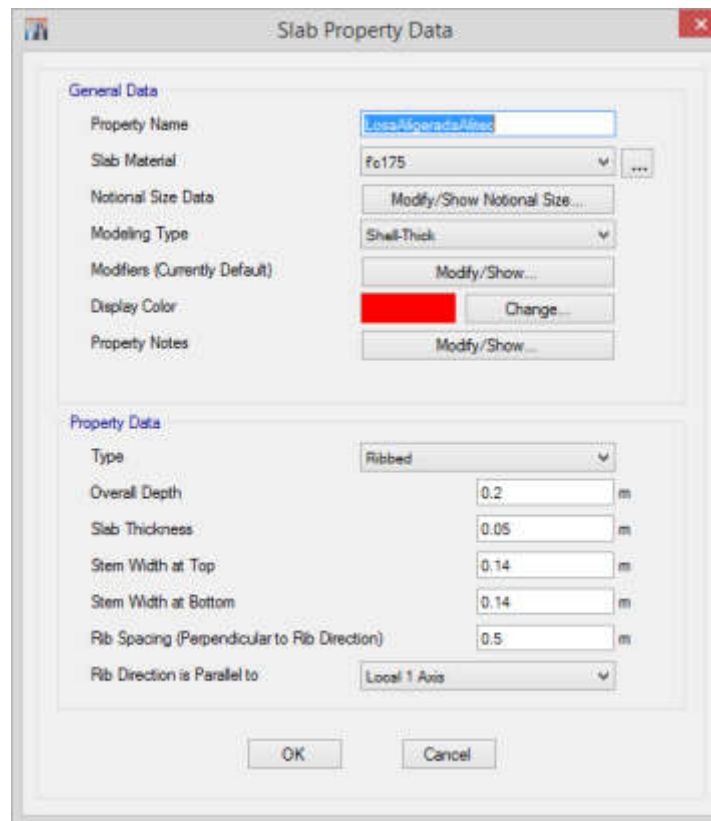


Figura 19. Definición de losa aligerada

Fuente: ETABS

c) Definición de tipos de carga

Se definieron los siguientes tipos de carga para hallar el peso sísmico:

- **Peso Propio:** Es calculado por el programa ETABS a partir de las dimensiones de los elementos estructurales y su peso específico.
- **Peso Propio de Losa:** Es el peso propio de la losa correspondiente a los ladrillos usados en la losa aligerada pero que no son tomados en cuenta por el programa en el cálculo del peso propio, se asumió para el total del peso propio de una losa aligerada de 20 centímetros un peso de 300kg/m^2 según indica la norma de cargas E.020. De un cálculo previo se determinó que se le debe agregar 79.2kg/m^2 correspondiente a los ladrillos de techo para obtener un peso total de losa de 300kg/m^2 .
- **Sobrecarga:** Es la sobrecarga permanente indicada en los planos del proyecto correspondiente al peso de los elementos no estructurales y los acabados, los planos indican una sobrecarga de 200kg/m^2 para las losas

típicas, 100kg/m² para la azotea y 100kg/m² para el techo del tanque elevado.

- **Carga viva:** Es la carga correspondiente al uso de la edificación por personas u objetos móviles, la norma de cargas E.020 indica para uso de vivienda una carga viva de 200kg/m².
- **Carga viva de techo:** Es la carga viva que será aplicada en el último piso, la norma de cargas E.020 indica para techos con una inclinación menor de 3° una carga viva de 100kg/m².
- **Carga de líquidos:** Es la carga correspondiente al agua almacenada en el tanque elevado, se calculó 2300kg/m².

En el siguiente cuadro se muestran cada tipo de cargas que fueron aplicadas en cada piso al modelo tridimensional en ETABS.

Tabla 27

Cargas asignadas a la edificación

Pisos \ Cargas	PesoPropioLosa	Sobrecarga	CargaViva	CargaVivaTecho	CargaLiquido
Techo del tanque elevado		100		100	
Planta del tanque elevado				100	2300
Piso 6	79.2	100		100	
Piso 5	79.2	200	200		
Piso 4	79.2	200	200		
Piso 3	79.2	200	200		
Piso 2	79.2	200	200		
Piso 1	79.2	200	200		

Elaborado por: el autor

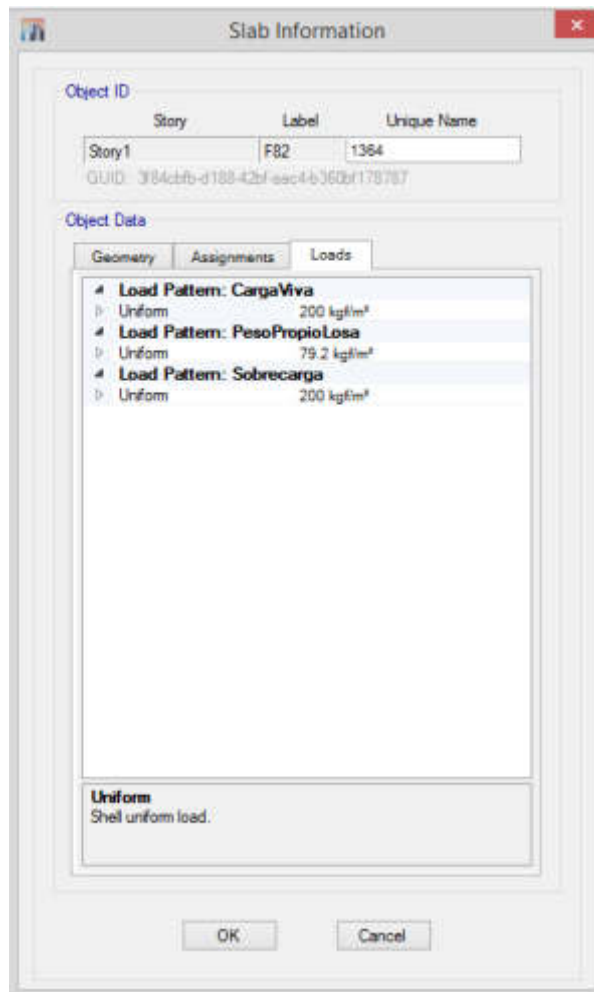


Figura 20. Cargas aplicadas en la losa
Fuente: ETABS

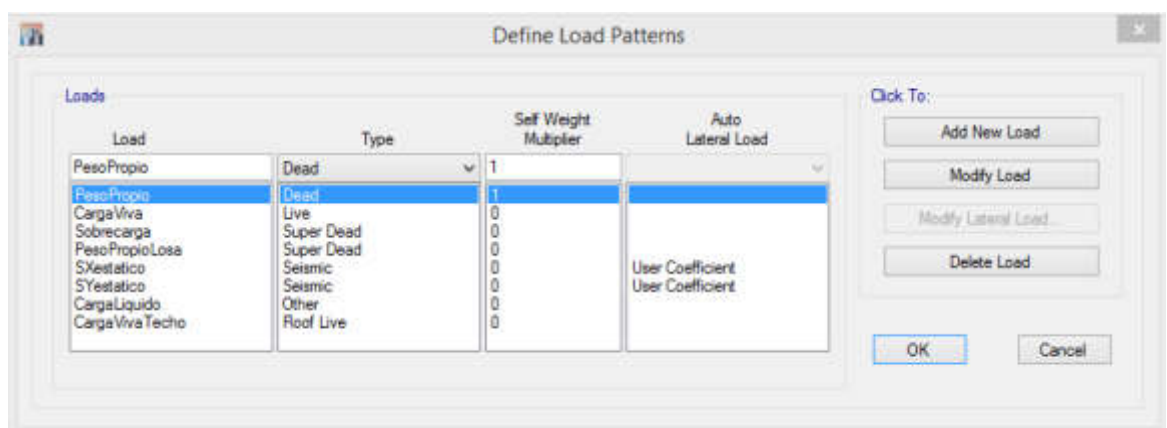


Figura 21. Tipos de carga definidos
Fuente: ETABS

Para realizar el análisis sísmico estático se definieron además 2 tipos de cargas correspondientes a las fuerzas sísmicas. Donde se ingresan los datos obtenidos para calcular la cortante basal, la excentricidad accidental indicada por la norma que es de 0.05, y el factor k para la distribución de fuerzas en altura que se obtiene dependiendo del periodo fundamental de vibración según la siguiente tabla:

Tabla 28

Factor k para la distribución de fuerzas por altura

$T \leq 0.5$	$k = 1$
$T > 0.5$	$k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

Fuente: SENCICO (2018)

Los coeficientes calculados para definir las cargas sísmicas para el programa ETABS son:

Base Shear Coefficient $C = 0.28125$

Building Height Exp. $K = 1$

Ecc. Ratio (All Diaph.) $e = 0.05$

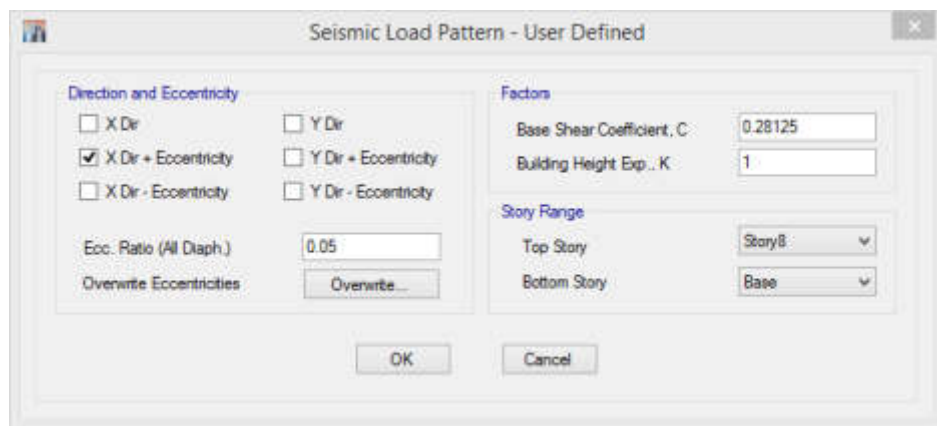


Figura 22. Definición de la carga sísmica en dirección X

Fuente: ETABS

d) Definición de mass source

La definición del mass source indica al programa cuales, y cuanto de las cargas va tomar en cuenta para calcular las masas que serán empleadas para

ejecutar el análisis sísmico estático, este cálculo indica cual será el peso sísmico que se considerará para la edificación.

La norma E.030 indica que se debe tomar el 100% de la carga permanente, un 25% de la carga viva para edificaciones de categoría C, un 25% de la carga viva en azoteas y un 100% de la carga contenida en tanques.

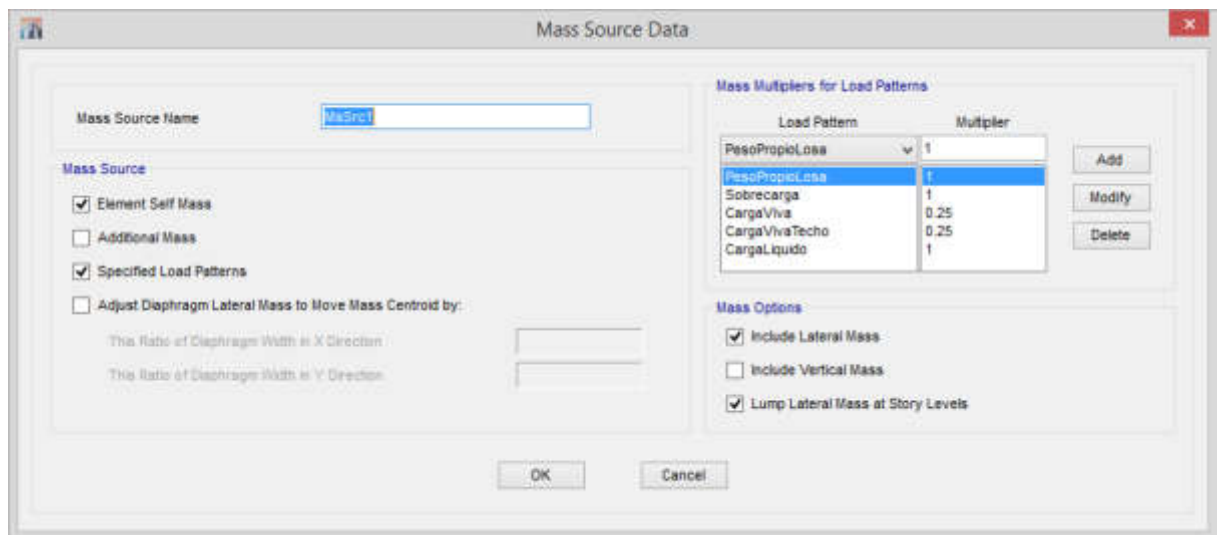


Figura 23. Definición del Mass Source

Fuente: ETABS

e) Modelación del edificio

Se prosiguió a modelar el edificio según los planos del proyecto. Se asignaron diafragmas rígidos en las losas de cada piso. Se aplicó un mallado a los elementos Shell para tener resultados más precisos. Se asignó restricciones de empotramiento a los puntos en la base. Se asignó piers a los muros para poder observar las fuerzas y momentos resultantes del análisis.

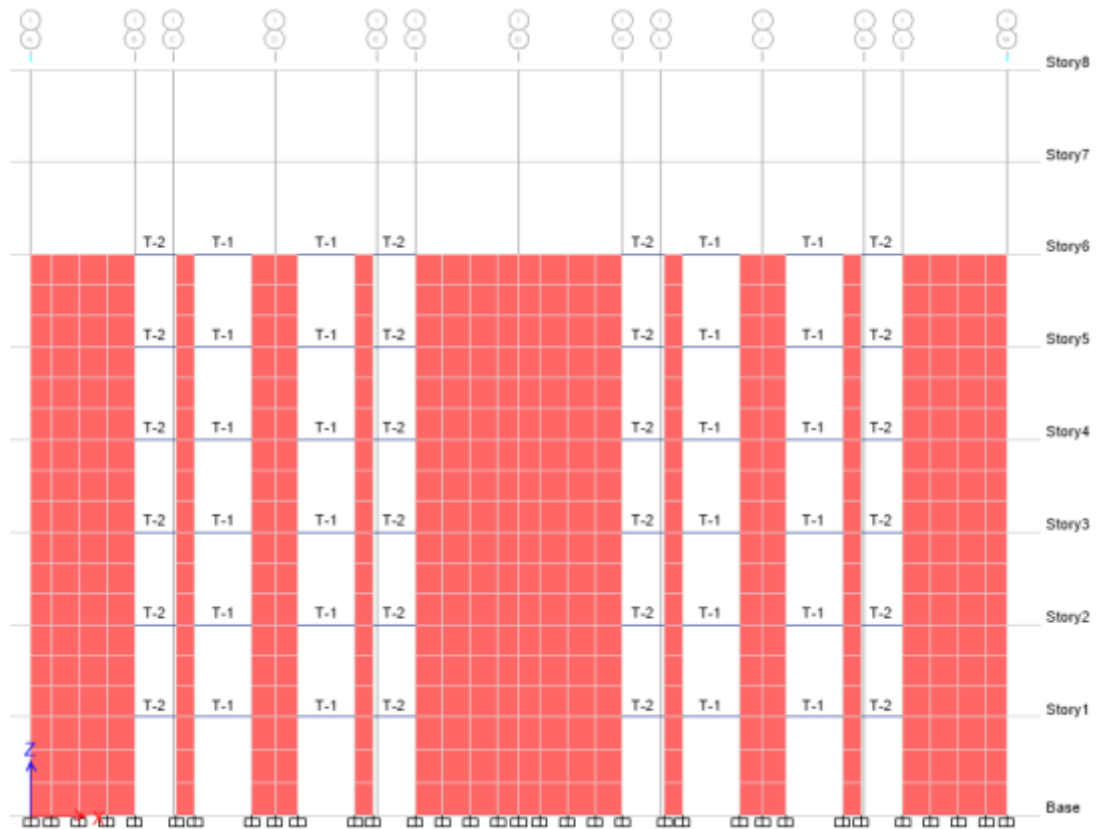


Figura 24. Vista de elevación del edificio

Fuente: ETABS

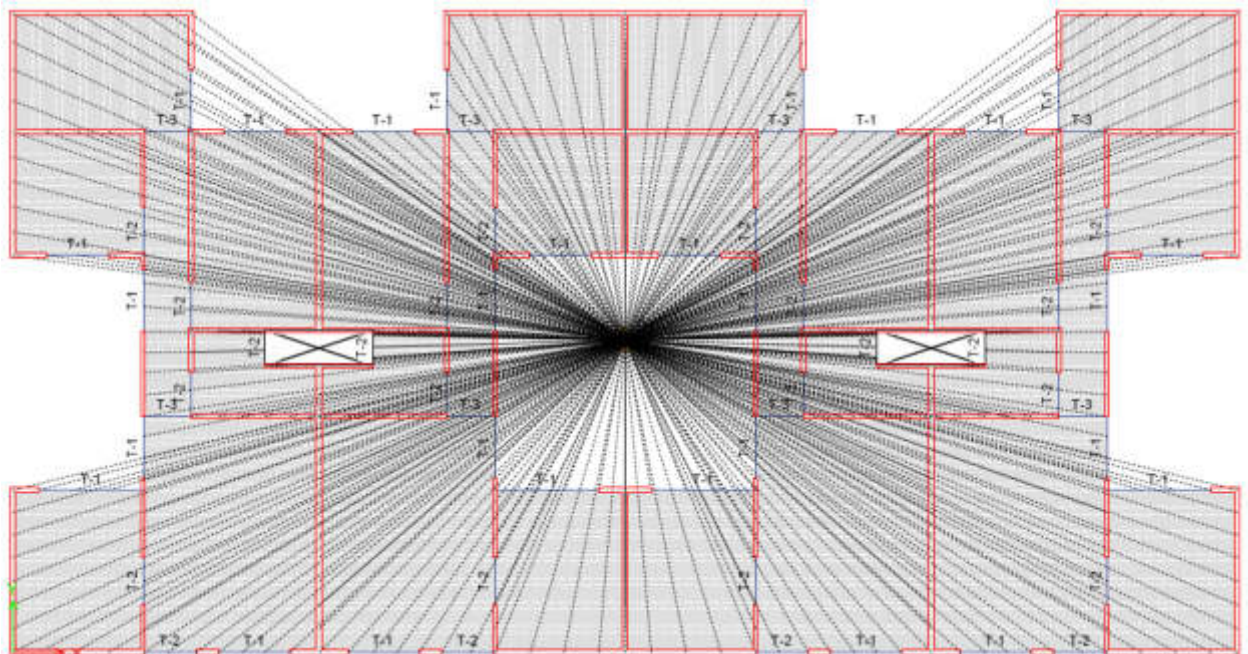


Figura 25. Vista en planta y diafragma rígido del edificio

Fuente: ETABS

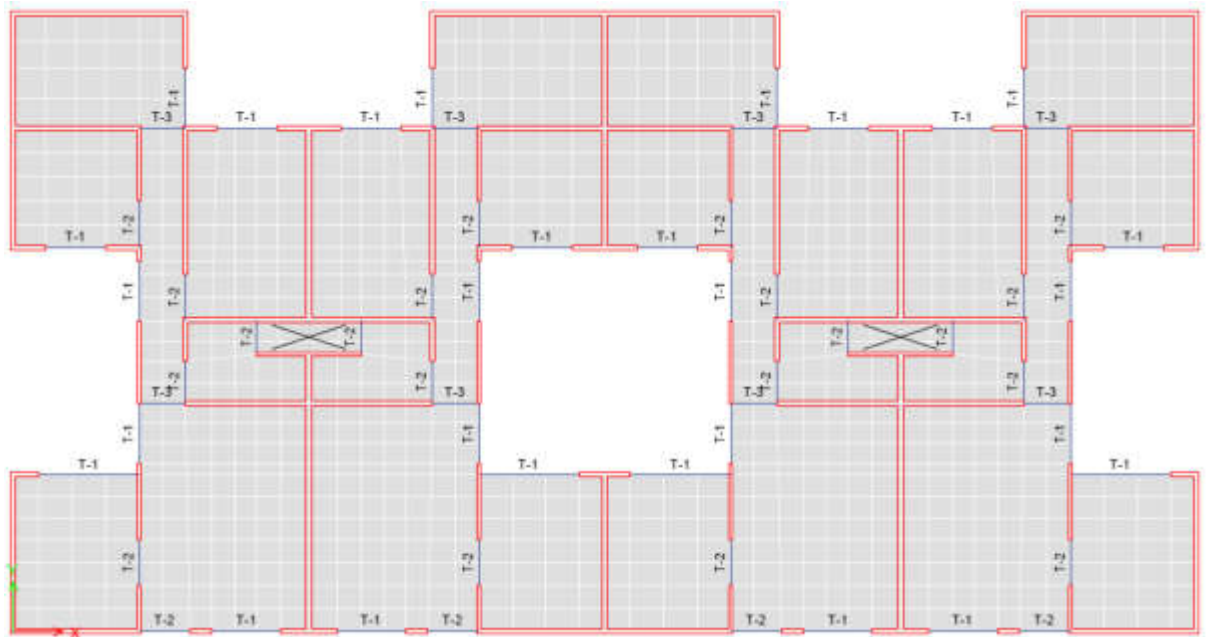


Figura 26. Vista en Planta y mallado de la losa del edificio
Fuente: ETABS

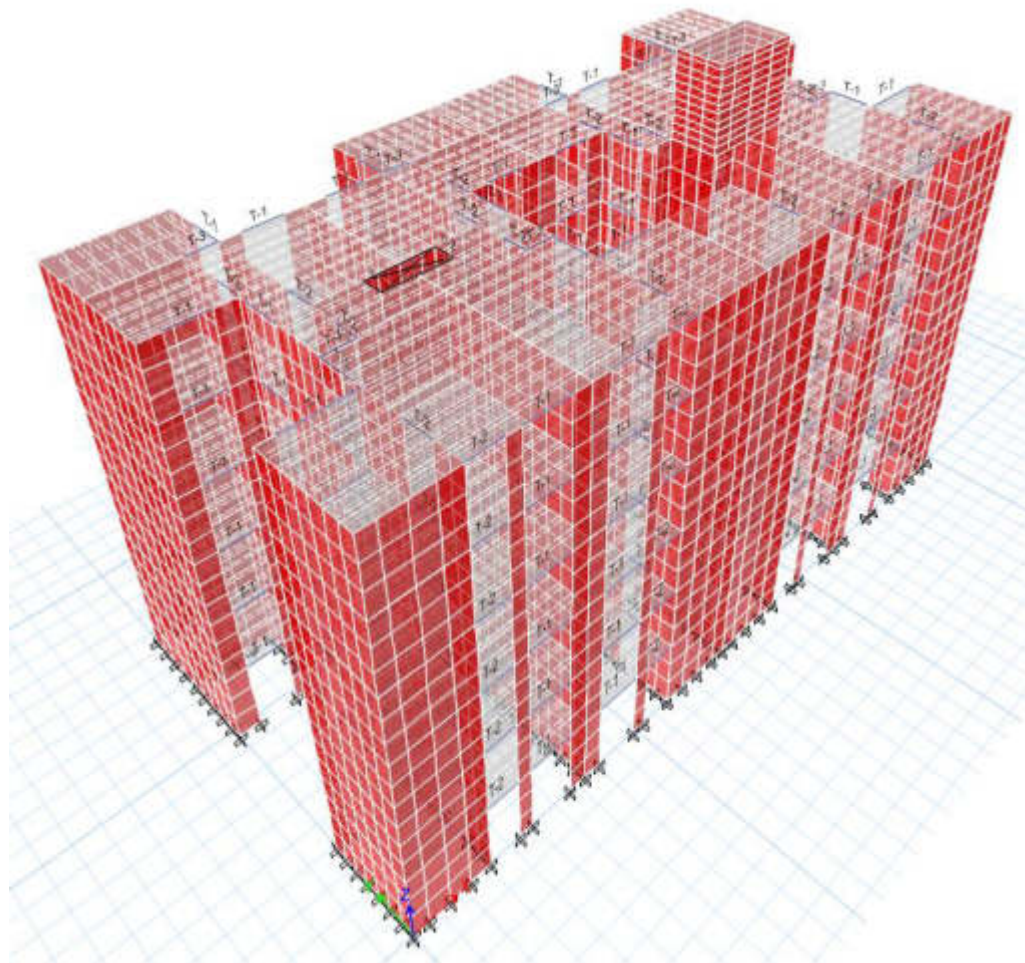


Figura 27. Vista 3D del edificio
Fuente: ETABS

4.3 Análisis Dinámico Lineal

Se describe el desarrollo del análisis dinámico lineal aplicado a la edificación de estudio.

4.3.1 Cálculo del espectro de diseño

Para realizar el análisis lineal dinámico se calculó el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones con la siguiente fórmula que indica la norma E.030:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Los factores utilizados en esta ecuación ya fueron calculados cuando se desarrolló el análisis estático, los valores para el cálculo de S_a son:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1$$

$$S = 1$$

$$R = 4$$

$$g = 9.80665$$

El factor R es el mismo para las direcciones X e Y así que se tendrá un mismo espectro S_a para ambas direcciones. El cálculo de C depende del periodo T y la función varía dependiendo de en qué rango se encuentre T respecto a T_P y T_L según el siguiente cuadro.

Tabla 29

Factor de amplificación sísmica “C”

$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T}\right)$

Fuente: SENCICO (2018)

Con los datos y fórmulas mostradas se elaboró el espectro de pseudo-aceleraciones para periodos que van desde 0 a 10 segundos.

Tabla 30

Espectro de diseño

T	S _a
0.00	2.7581
0.02	2.7581
0.04	2.7581
0.06	2.7581
0.08	2.7581
0.10	2.7581
0.12	2.7581
0.14	2.7581
0.16	2.7581
0.18	2.7581
0.20	2.7581
0.25	2.7581
0.30	2.7581
0.35	2.7581
0.40	2.7581
0.45	2.4517
0.50	2.2065
0.55	2.0059
0.60	1.8387
0.65	1.6973
0.70	1.5761
0.75	1.4710
0.80	1.3791
0.85	1.2979
0.90	1.2258
0.95	1.1613
1.00	1.1032
1.10	1.0030
1.20	0.9194
1.30	0.8487
1.40	0.7880
1.50	0.7355
1.60	0.6895
1.70	0.6490
1.80	0.6129
1.90	0.5807
2.00	0.5516

2.25	0.4903
2.50	0.4413
2.75	0.3647
3.00	0.3065
4.00	0.1724
5.00	0.1103
6.00	0.0766
7.00	0.0563
8.00	0.0431
9.00	0.0341
10.00	0.0276

Elaborado por: el autor

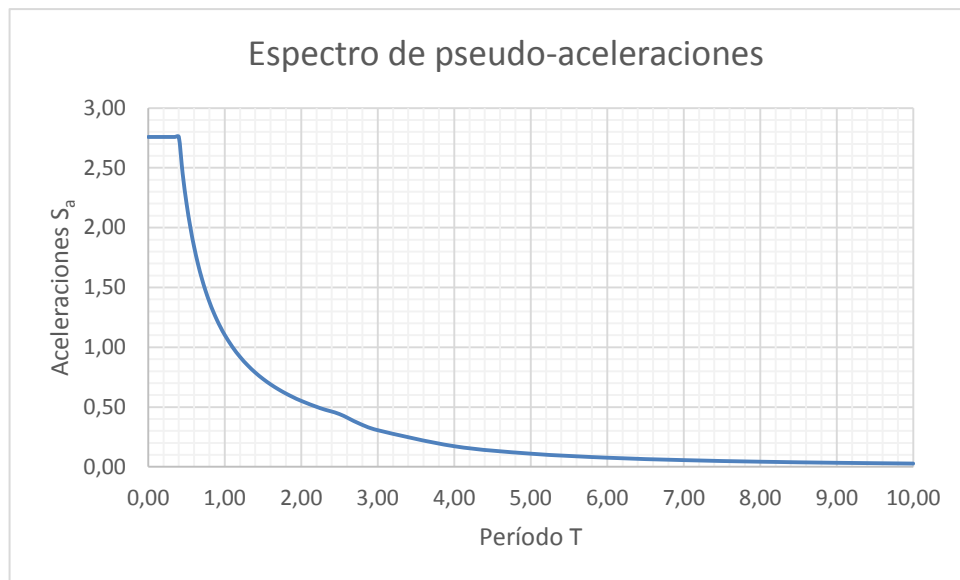


Figura 28. Espectro de diseño para el edificio de estudio
Fuente: ETABS

4.3.2 Modelamiento en ETABS

Se partió del modelo ya elaborado que fue utilizado para el análisis sísmico estático, a este modelo se le agregaron los casos de carga para el análisis dinámico, se le agregó el espectro de diseño y se definió el número de modos de vibración.

a) Modos de vibración

Se definió 3 modos de vibración por piso sumando un total de 18 y posteriormente se comprobará si la sumatoria de masas participativas en cada dirección de análisis X e Y supera el 90%.

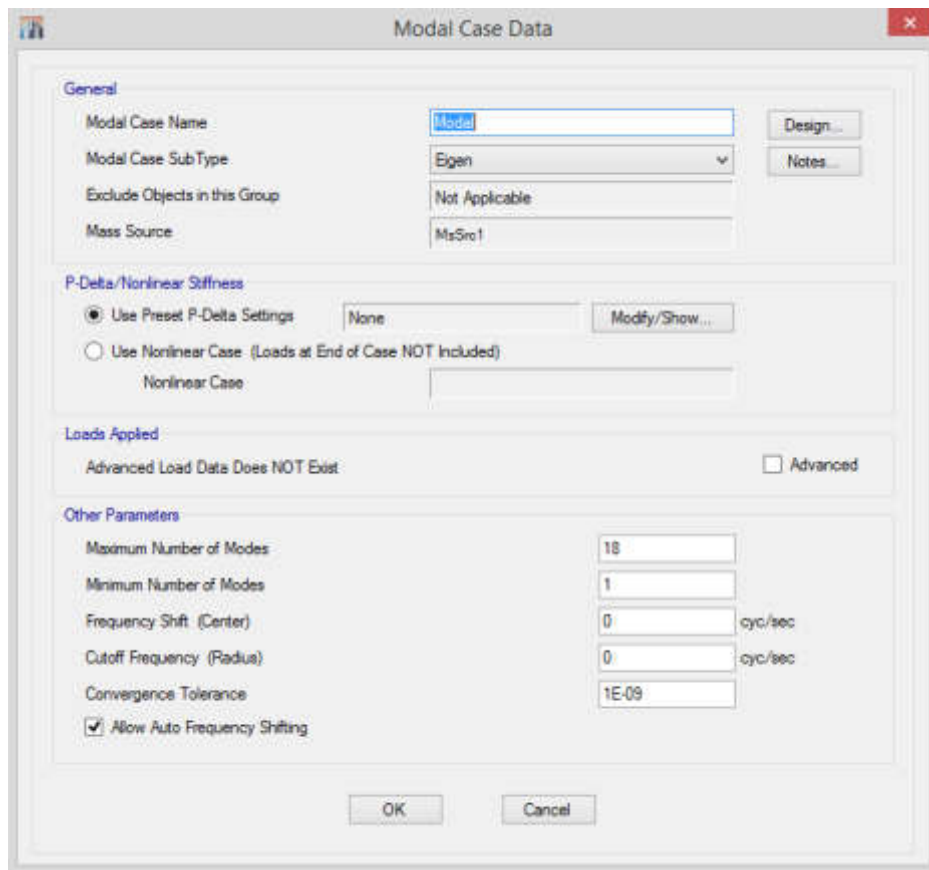


Figura 29. Definición del número de modos

Fuente: ETABS

b) Casos de carga para el análisis dinámico

Se ingresó al programa ETABS el espectro de diseño calculado. Se definieron los casos de carga para el análisis dinámico en la dirección X e Y, empleando el espectro de diseño ingresado, una combinación cuadrática completa para el conjunto de los modos de vibración y una excentricidad de 5% en los diafragmas.

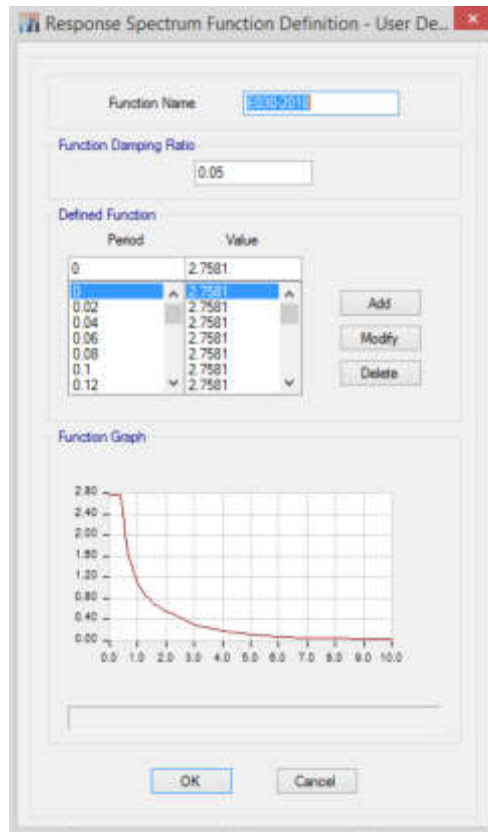


Figura 30. Espectro de diseño ingresado en ETABS

Fuente: ETABS

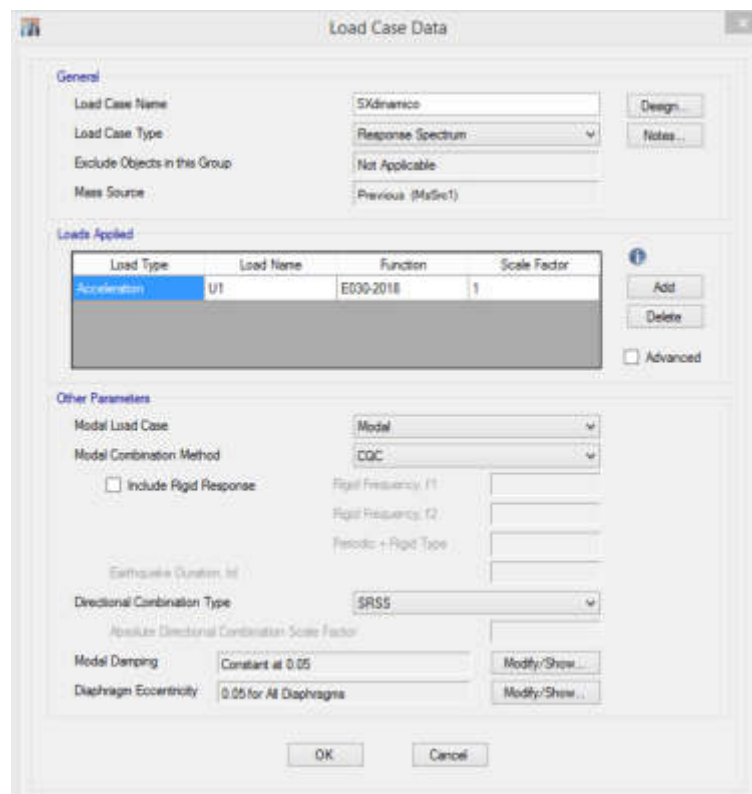


Figura 31. Definición del caso de carga para el sismo dinámico en X

Fuente: ETABS

4.4 Análisis Pushover

Se describe el desarrollo del análisis Pushover aplicado a la edificación de estudio.

4.4.1 Definición de los objetivos de desempeño

El edificio de estudio forma parte de un condominio, por lo tanto, es una edificación destinada a viviendas de uso común al cual le corresponde un objetivo de desempeño básico.

Table 3-3. The Basic Safety Performance Objective

<i>The Basic Safety Objective</i>				
<i>EQ Ground Motion</i>	<i>Building Performance Level</i>			
	<i>Operational</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
			↓	↓
Serviceability EQ (SE)				
Design EQ (DE)				
Maximum EQ (ME)				

Figura 32. Objetivo básico de desempeño

Fuente: ATC-40 (1996)

La norma ATC-40 indica como objetivo básico de desempeño que la estructura tenga un nivel de desempeño de seguridad de vida para un sismo de diseño y de estabilidad estructural para un sismo máximo.

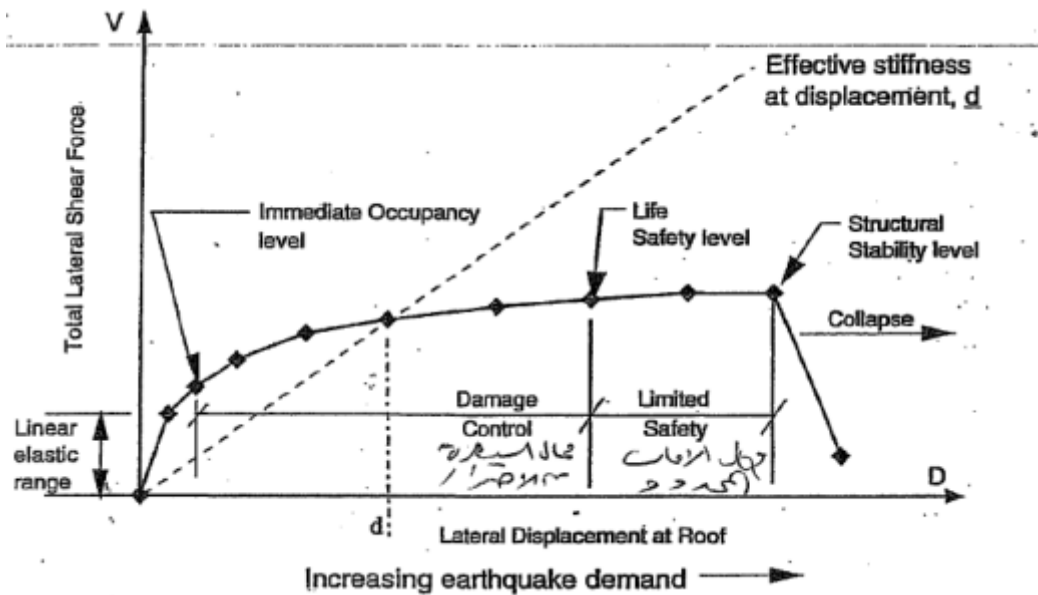


Figura 33. Curva de capacidad típica

Fuente: ATC-40 (1996)

En la figura se puede observar los límites mostrados por la norma ATC-40 en la curva Pushover para el punto de seguridad de vida (Life Safety level) y el punto de estabilidad estructural (Structural Stability level).

El Comité VISIÓN 2000 propone el seccionamiento de la curva Pushover para determinar los rangos de desempeño según explica Navarro y Fernández:

Desde el punto de vista estructural el Comité VISIÓN 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño. En primer lugar, se simplifica la curva de capacidad con un modelo bilineal y se define el punto de fluencia efectiva. El segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la edificación, el cual se divide en cuatro sectores. La figura 4.1 muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes. (Navarro y Fernández, 2006, p.41)

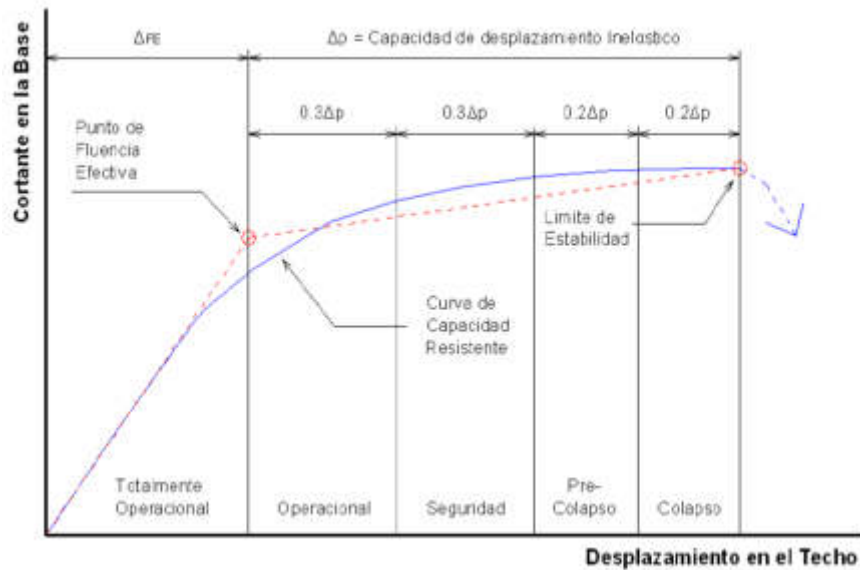


Figura 34. Sectorización de la Curva de Capacidad
 Fuente: Navarro, C. y Fernández, J. (2006)

4.4.2 Definición del sismo de diseño

La norma ATC-40 define al sismo de diseño como el nivel del movimiento de la tierra que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un periodo de 50 años e indica que el sismo máximo es aproximadamente de 1.25 a 1.5 del sismo de diseño.

4.2.2 Design Earthquake

The Design Earthquake (DE) is defined probabilistically as the level of ground shaking that has a 10 percent chance of being exceeded in a 50-year period.

Commentary: The DE represents an infrequent level of ground shaking that can occur during the life of the building. The DE has a mean return period of approximately 500 years. The DE has the same definition as the level of ground shaking currently used as the basis for the seismic design of new buildings by the UBC and the CBC.

4.2.3 Maximum Earthquake

The Maximum Earthquake (ME) is defined deterministically as the maximum level of earthquake ground shaking which may ever be expected at the building site within the known geologic framework. In Seismic Zones 3 and 4, this intensity of ground shaking may be calculated as the level of earthquake ground motion that has a 5 percent probability of being exceeded in a 50-year time period. This level of ground shaking is typically about 1.25 to 1.5 times the level of ground shaking of the Design Earthquake.

Figura 35. Sismo de diseño y sismo máximo
 Fuente: ATC-40 (1996)

La norma E.030 define la interpretación de factor Z como “la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.” (SENCICO, 2018, p.8). El sismo de diseño que se ingresó al programa ETABS para el cálculo del punto de desempeño fue el sismo de diseño indicado en la norma E.030 con un coeficiente de reducción $R=1$, debido a que a este espectro calculado con un $R=1$ se le aplica una reducción en función del amortiguamiento histerético causado por el sismo en la estructura.

Tabla 31

Espectro de diseño con factor $R=1$

T	Sa
0.00	11.0325
0.02	11.0325
0.04	11.0325
0.06	11.0325
0.08	11.0325
0.10	11.0325
0.12	11.0325
0.14	11.0325
0.16	11.0325
0.18	11.0325
0.20	11.0325
0.25	11.0325
0.30	11.0325
0.35	11.0325
0.40	11.0325
0.45	9.8067
0.50	8.8260
0.55	8.0236
0.60	7.3550
0.65	6.7892
0.70	6.3043
0.75	5.8840
0.80	5.5162
0.85	5.1918
0.90	4.9033
0.95	4.6453
1.00	4.4130
1.10	4.0118
1.20	3.6775

1.30	3.3946
1.40	3.1521
1.50	2.9420
1.60	2.7581
1.70	2.5959
1.80	2.4517
1.90	2.3226
2.00	2.2065
2.25	1.9613
2.50	1.7652
2.75	1.4588
3.00	1.2258
4.00	0.6895
5.00	0.4413
6.00	0.3065
7.00	0.2252
8.00	0.1724
9.00	0.1362
10.00	0.1103

Elaborado por: el autor



Figura 36. Espectro de diseño con factor R=1

Elaborado por: el autor

4.4.3 Modelamiento en ETABS

a) Definición de materiales

Las propiedades de los materiales fueron definidas anteriormente en el desarrollo de análisis sísmico estático, para el desarrollo del análisis Pushover se definieron las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales previamente definidos y se agregó un material correspondiente al acero de la malla electrosoldada. Se asignaron las propiedades de los materiales según los planos estructurales y la normativa correspondiente al material utilizado.

a.1) Curva esfuerzo-deformación del concreto

La curva de esfuerzo-deformación para el concreto fue elaborada automáticamente por el programa ETABS según la curva de Mander para el concreto confinado y no confinado ingresando como datos la resistencia a la compresión $f'c = 175\text{kg/cm}^2$ y el módulo de elasticidad previamente calculado $E = 198431.35\text{kg/cm}^2$. Se modificó la curva elaborada automáticamente para no considerar el confinamiento en la curva de Mander debido a que los muros de ductilidad limitada no tienen estribos de confinamiento.

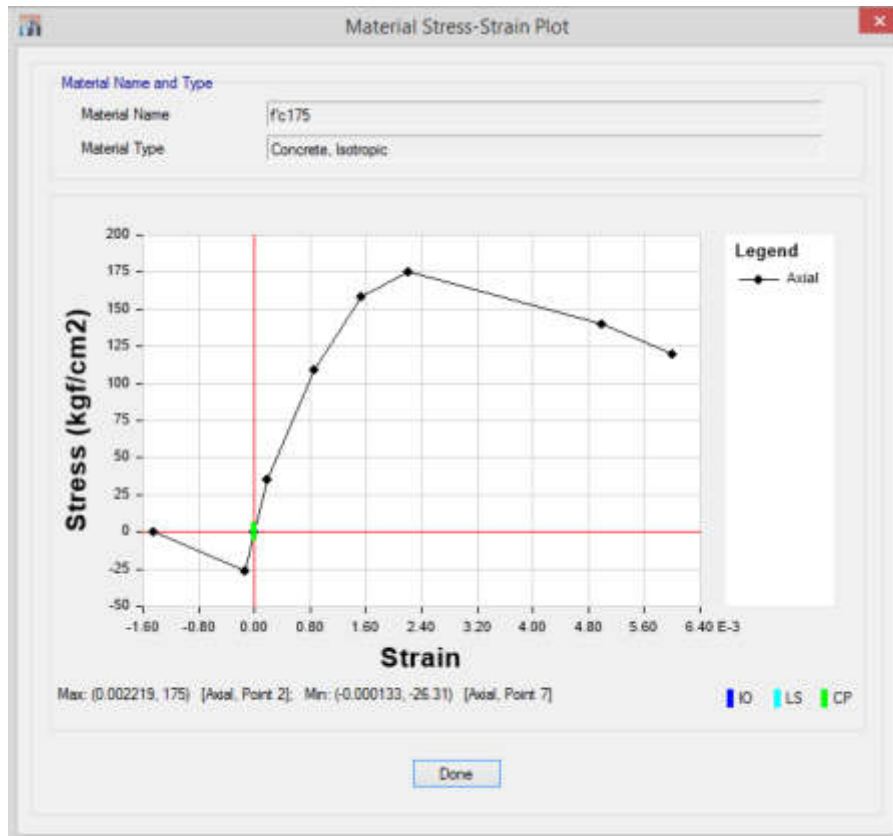


Figura 37. Curva esfuerzo-deformación del concreto $f'c=175\text{kg/cm}^2$

Fuente: ETABS

a.2) Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

La curva de esfuerzo-deformación para el fierro corrugado fue elaborada automáticamente por el programa ETABS al ingresar los datos correspondientes para el fierro corrugado Grado 60 que son indicados en la ficha técnica de Aceros Arequipa según la norma ASTM A615.

TABLE 2 Tensile Requirements

	Grade 40 [280] ^A	Grade 60 [420]	Grade 75 [520]	Grade 80 [550]	Grade 100 [690]
Tensile strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]	90 000 [620]	100 000 [690]	105 000 [725]	115 000 [790]
Yield strength, min, psi [MPa]	40 000 [280]	60 000 [420]	75 000 [520]	80 000 [550]	100 000 [690]
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %					
Bar Designation No.					
3 [10]	11	9	7	7	7
4, 5 [13, 16]	12	9	7	7	7
6 [19]	12	9	7	7	7
7, 8 [22, 25]	...	8	7	7	7
9, 10, 11 [29, 32, 36]	...	7	6	6	6
14, 18, 20 [43, 57, 64]	...	7	6	6	6

^A Grade 40 [280] bars are furnished only in sizes 3 through 6 [10 through 19].

Figura 38. Propiedades del acero corrugado según el ASTM A615

Fuente: ASTM International. (2015)

Los datos ingresados al programa ETABS fueron:

- $f_y = 4280 \text{ kg/cm}^2$
- $f_u = 6320 \text{ kg/cm}^2$
- $E = 2140000 \text{ kg/cm}^2$
- elongación = 0.09

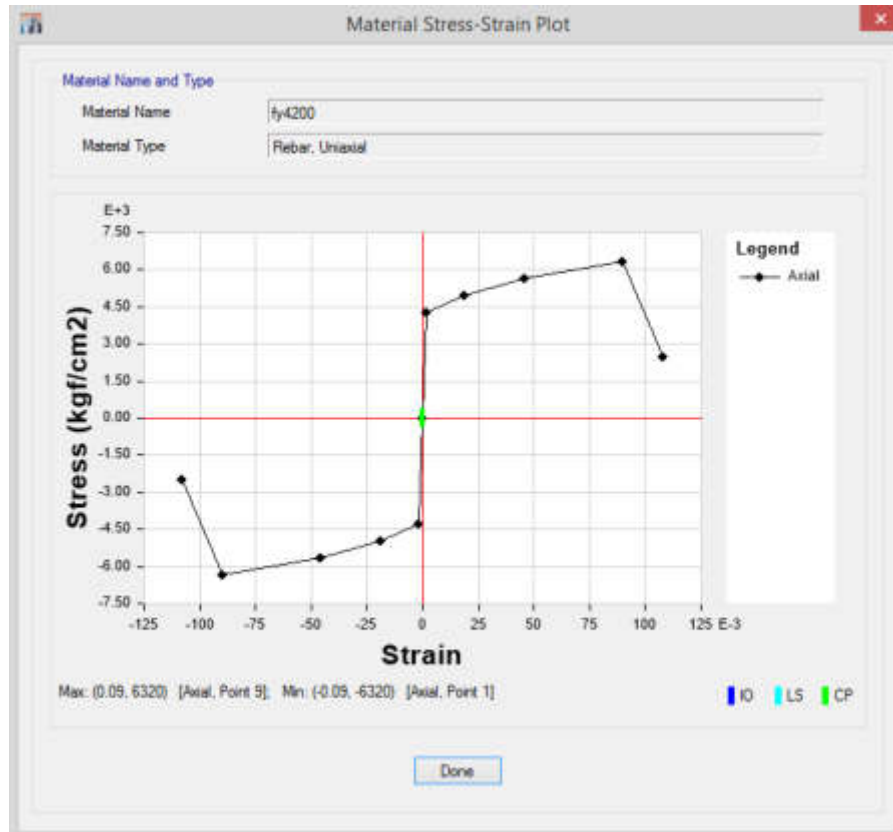


Figura 39. Curva esfuerzo-deformación del acero grado 60

Fuente: ETABS

a.3) Curva esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada

La curva de esfuerzo-deformación para la malla electrosoldada fue elaborada automáticamente por el programa ETABS al ingresar los mismos datos requeridos en la definición de la curva de esfuerzo-deformación del fierro corrugado pero correspondientes para la malla electrosoldada.

En los planos de estructuras de la edificación se indica que para los muros se usó una malla PRODAC tipo Q-106. El catálogo técnico de Prodac indica que para la elaboración de la malla electrosoldada se emplea acero trefilado que cumple con la norma ASTM A82 teniendo un límite de fluencia de 5000 kg/cm^2 y una resistencia a la rotura de 5600 kg/cm^2 .

PROPIEDADES MECÁNICAS

DEL ACERO TREFILADO

El acero trefilado destinado para la fabricación de productos electrosoldados deberá cumplir las siguientes normas:

Norma ASTM A82

“Especificaciones estándar para el alambre liso utilizado como refuerzo en el concreto”

Esta norma para el alambre liso establece los siguientes requisitos:

- Resistencia a la Rotura ≥ 550 MPa. (5600 Kg/cm²)
- Límite de Fluencia (tensión producida para una deformación plástica de 0.35%) ≥ 485 MPa. (5000 Kg/cm²)
- La variación permisible del diámetro hasta +/- 0.10mm, dependiendo del diámetro.

Norma ASTM A496

“Especificaciones estándar para el alambre corrugado utilizado como refuerzo en el concreto”

Esta norma para el alambre corrugado establece los siguientes requisitos:

- Resistencia a la Rotura ≥ 550 MPa. (5600 Kg/cm²)
- Límite de Fluencia (tensión producida para una deformación plástica de 0.35%) ≥ 485 MPa. (5000 Kg/cm²)
- La discrepancia admisible de la masa nominal por metro o del área nominal de la sección transversal de los alambres serán de +/- 6%.

Figura 40. Propiedades del acero trefilado usado en la malla electrosoldada

Fuente: Prodac y Bekaert. (2018)

El catalogo técnico de Prodac muestra una tabla con los tipos de mallas y sus respectivas propiedades donde se puede observar que la malla PRODAC tipo Q-106 tiene una cocada de 150x150mm y un diámetro de varilla de 4.5mm.

MALLAS ESTANDAR					
DESCRIP.	MEDIDAS (m)	COCADA (mm)	DIAM. (mm)	PESO MALLA	PESO Kg/m ²
MALLAS PARA LOSAS, MUROS DE CONTENCIÓN, ZAPATAS					
MALLA SOLDADA R-90	2.40 x 6.00	200 x 330	4.5 / 3.0	11.367	0.940
MALLA SOLDADA QE-106	2.40 x 5.00	150 x 150	4.5	19.878	1.657
MALLA SOLDADA Q-130	2.40 x 6.00	100 x 100	4.2	31.200	2.167
MALLA SOLDADA Q-158	2.40 x 6.00	150 x 150	5.5	35.800	2.487
MALLA SOLDADA Q-188	2.40 x 6.00	150 x 150	6.0	42.621	2.960
MALLA SOLDADA Q-238	2.40 x 6.00	100 x 100	5.5	53.710	3.730
MALLA SOLDADA Q-257	2.40 x 6.00	150 x 150	7.0	58.004	4.028
MALLAS PARA MUROS DE EDIFIC. DE DUCTIBILIDAD LIMITADA (Con Puntas Largas)					
MALLA SOLDADA QE-150/106	2.40 x 3.05	100 x 100	4.5 / 5.0	17.643	2.410
MALLA SOLDADA QE-196	2.40 x 3.05	100 x 100	5.0	19.546	2.670
MALLAS PARA SUPLES (Encuentro de Muros) o DOWELS (Arranque de Muros)					
MALLA SOLDADA RE-60/106	0.80 x 2.40	150 x 100	3.4 / 5.0	3.294	1.716
MALLA SOLDADA RE-84/257	0.80 x 2.40	150 x 150	4.0 / 7.0	4.340	2.260

Figura 41. Tipos de malla fabricadas por Prodac

Fuente: Prodac y Bekaert (2018)

De otras investigaciones realizadas en mallas electrosoldadas se sabe que las mallas electrosoldadas tienen una menor elongación que el fierro corrugado.

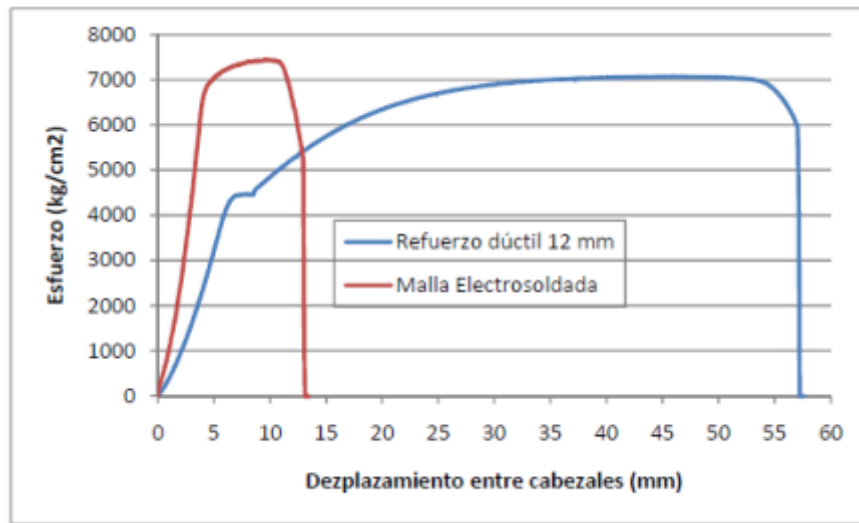


Figura 42. Diagrama Comparativo Esfuerzo-Desplazamiento entre Acero Dúctil y Malla Electrosoldada
Fuente: Rodríguez, M. (2016)

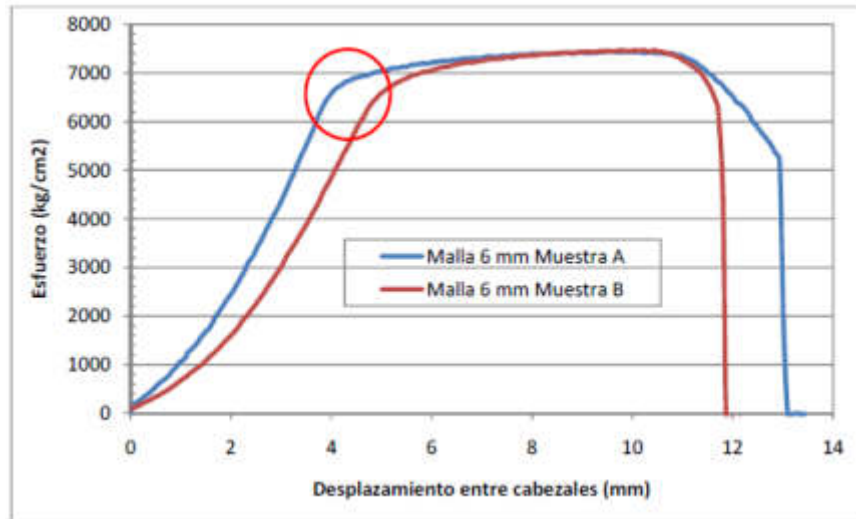


Figura 43. Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de Malla QE-188 de 6mm de diámetro
Fuente: Rodríguez, M. (2016)

Se buscó información sobre ensayos a tracción en mallas electrosoldadas y se tomó como referencia una investigación en la cual se

realizó 120 ensayos de tensión en 4 tipos diferentes de mallas electrosoldadas.

TABLA 5.5 CONSOLIDADOS DE LAS PRUEBAS DE TENSIÓN

Propiedad mecánica	6×6–4/4	6×6–6/6	6×6–8/8	6×6–10/10
f_y (MPa) [$X_{\text{mm}} = 490$ MPa]	$X = 599$ $CV = 14.1\%$ $P2 = 426$	$X = 608$ $CV = 11.2\%$ $P2 = 469$	$X = 636$ $CV = 15.1\%$ $P2 = 439$	$X = 603$ $CV = 11.0\%$ $P2 = 467$
f_u (MPa) [$X_{\text{mm}} = 559$ MPa]	$X = 667$ $CV = 13.0\%$ $P2 = 489$	$X = 659$ $CV = 9.3\%$ $P2 = 533$	$X = 692$ $CV = 14.9\%$ $P2 = 481$	$X = 652$ $CV = 10.9\%$ $P2 = 507$
ϵ_u	$X = 0.0297$ $CV = 40.5\%$	$X = 0.0196$ $CV = 22.1\%$	$X = 0.0199$ $CV = 38.8\%$	$X = 0.0173$ $CV = 32.3\%$
Ra (%) [$X_{\text{mm}} = 30\%$]	$X = 45.0$ $CV = 18.5\%$	$X = 45.5$ $CV = 59.9\%$	$X = 37.0$ $CV = 37.9\%$	$X = 42.5$ $CV = 33.7\%$
Abr (%) [$X_{\text{mm}} = 6\%$]	$X = 2.6$ $CV = 42.8\%$	$X = 1.9$ $CV = 59.9\%$	$X = 1.7$ $CV = 65.3\%$	$X = 1.6$ $CV = 75.5\%$

Figura 44. Pruebas de tensión en mallas electrosoldadas

Fuente: Rico, A., Carrillo, J. y Alcocer S. (2011)

En la tabla se muestran los resultados de las pruebas de tensión para distintos tipos de mallas, donde ϵ_u es la deformación unitaria última o elongación y X es el promedio de los resultados para ese tipo de malla.

En la hoja técnica de malla electro soldada de la empresa Corinca se puede observar las nomenclaturas mostradas y su respectivo diámetro de varilla.

Nomenclatura		Diámetro		Área varilla	Peso		Área de refuerzo	Tipo de varilla
AXB	CD	mm.	plg	cm ²	Kg/m ²	kg/pl	cm ²	
Cuadro Plg Calibre								
6x6	10/10	3.43	0.135	0.092	0.98	13.87	0.616	Lisa
6x6	9/9	3.80	0.150	0.113	1.20	16.91	0.756	Corrugada
6x6	8/8	4.11	0.162	0.133	1.40	19.76	0.884	Lisa
6x6	7/7	4.50	0.177	0.159	1.68	23.75	1.060	Corrugada
6x6	6/6	4.88	0.192	0.187	1.98	27.93	1.247	Lisa
6x6	4.5/4.5	5.50	0.217	0.238	2.52	35.53	1.584	Corrugada
6x6	4/4	5.72	0.225	0.257	2.72	38.38	1.713	Lisa
6x6	3/3	6.20	0.244	0.302	3.19	45.03	2.013	Corrugada
6x6	2/2	6.65	0.262	0.347	3.68	51.87	2.315	Lisa

Figura 45. Nomenclaturas y dimensiones de las varillas de las mallas electrosoldadas

Fuente: Corinca (2018)

La malla 6x6-7/7 esta compuesta por varillas de 4.5mm de diametro el cual es el diametro de la varillas que conforman la malla electrosoldada PRODAC tipo Q-106 usada en los muros del edificio de estudio.

Por lo tanto de los resultados de la deformacion unitaria ultima de las mallas electrosoldadas mostradas en el cuadro se asumirá para la malla PRODAC tipo Q-106 una elongación de 0.02.

Los datos ingresados al programa ETABS fueron:

- $f_y = 5000\text{kg/cm}^2$
- $f_u = 5600\text{kg/cm}^2$
- $E = 2500000\text{kg/cm}^2$
- elongación = 0.02

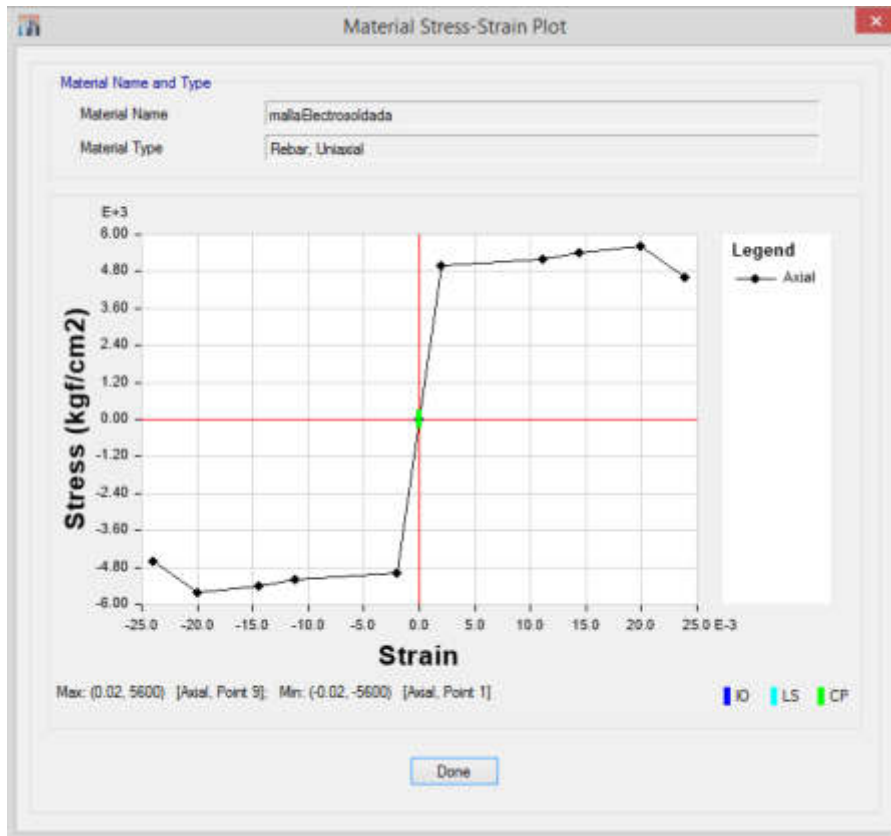


Figura 46. Curva esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada

Fuente: ETABS

b) Definición de los casos de carga

b.1) Definición del patrón de carga Pushover

El patrón de carga para el análisis Pushover fue una carga triangular invertida, se usó el mismo patrón de la distribución de fuerzas por altura que se calculó para análisis estático lineal según la norma E.030.

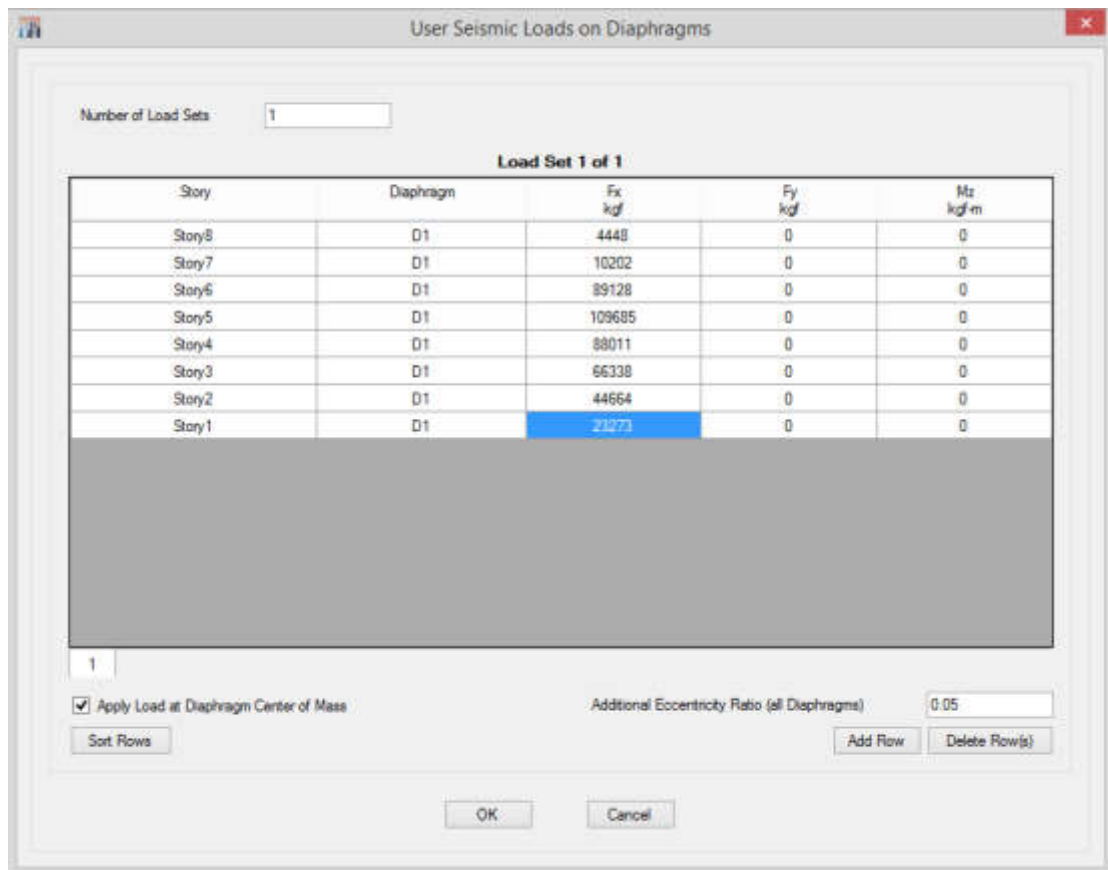


Figura 47. Patrón de cargas para el análisis Pushover

Fuente: ETABS

b.2) Definición del caso de carga de gravedad no lineal

Se definió la carga de gravedad no lineal (CGNL) considerando las cargas muertas multiplicadas por 1 y las cargas vivas por 0.25, e iniciando en una condición inicial de cero.

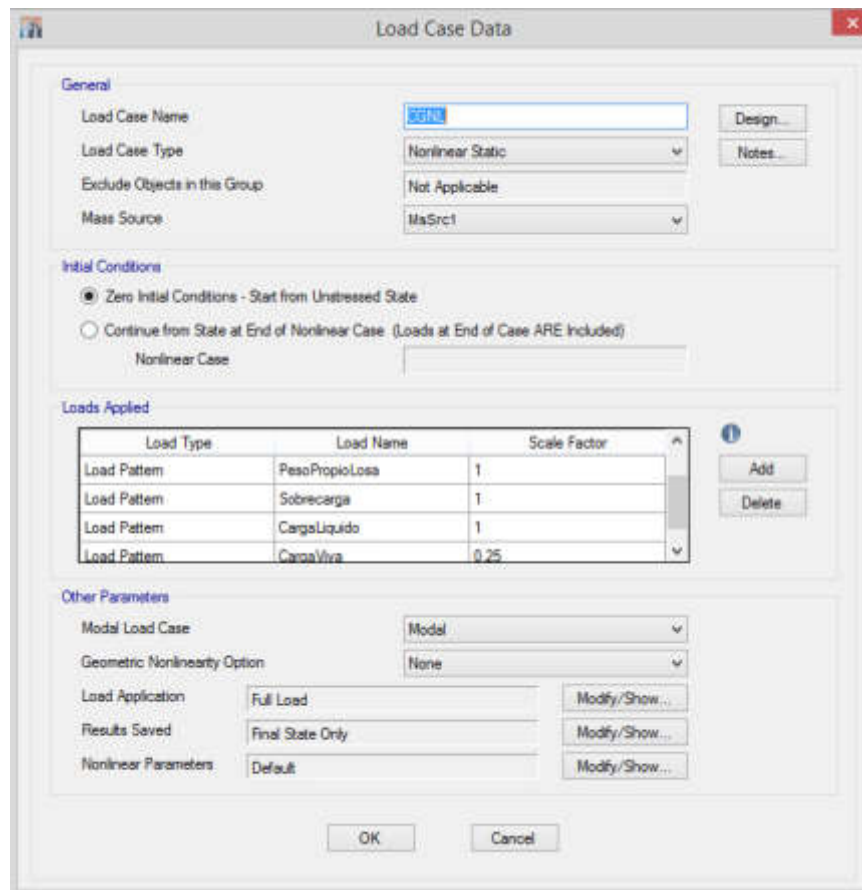


Figura 48. Definición del caso de carga de gravedad no lineal

Fuente: ETABS

b.3) Definición del caso de carga estático no lineal

Luego de definir el caso de carga CGNL se procedió a definir el caso de carga Pushover en la dirección X iniciando desde la condición final del caso de carga CGNL. Se definió el caso de carga PushoverX usando el patrón de carga Pushover previamente definido en los tipos de carga y se modificó el Load Case Type para el tipo Nonlinear Static.

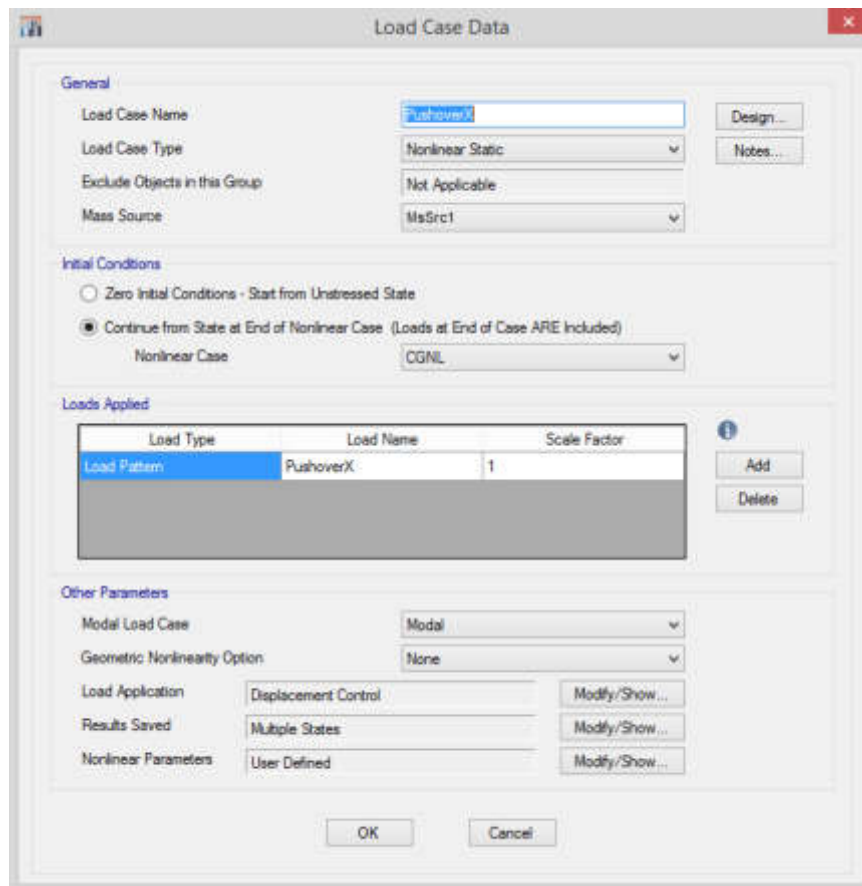


Figura 49. Definición del caso de carga Pushover

Fuente: ETABS

Se modificaron los parámetros de Load Application para control por desplazamientos tomando como punto de control el Joint 91 ubicado en el piso 6 el cual será evaluado hasta un desplazamiento máximo en la dirección X de 50cm o el colapso de la estructura, lo que ocurra primero.

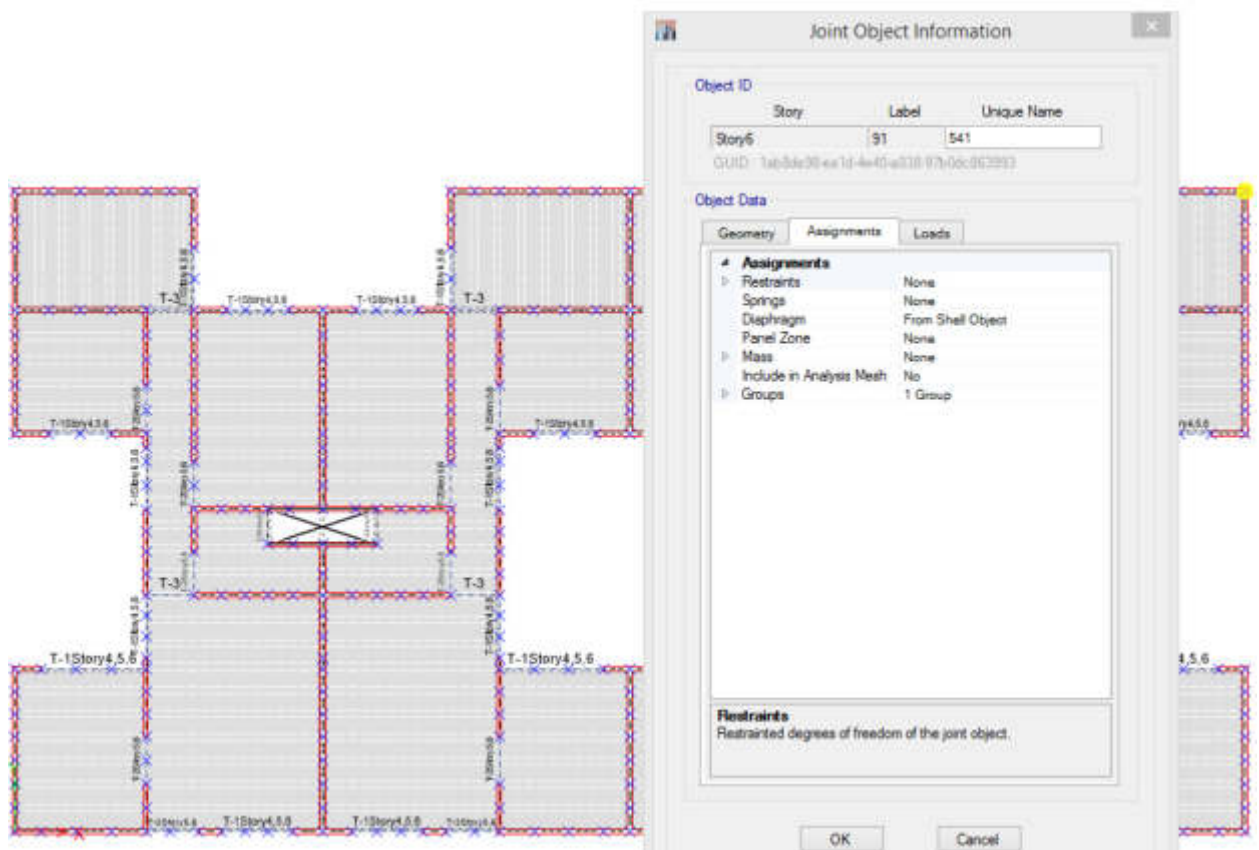


Figura 50. Definición de punto de control para el desplazamiento
Fuente: ETABS

Se modificó el parámetro Results Saved para múltiples pasos tomando un mínimo de 20 pasos y máximo de 200.

En los parámetros no lineales se modificó el parámetro Hinge Unloading Method indicando que reinicie con la rigidez secante. Se modificó el valor de Maximum Null Steps igualándolo a Maximum Total Steps para que el análisis no se detenga antes de obtener suficientes resultados en los pasos.

c) Definición de secciones

Se redefinieron las secciones de los elementos tomando en consideración el refuerzo de cada elemento según se observa en los planos estructurales.

c.1) Definición de las vigas

El refuerzo de acero de las vigas varía dependiendo de cada piso para una misma sección, se definió el refuerzo de acero para cada viga en

particular calculando el total del área de refuerzo superior e inferior en la viga, los cuales son los datos requeridos en el programa ETABS, también se asignó como material de refuerzo el fierro corrugado Grado 60 y un recubrimiento de 3cm en vigas peraltadas y 2cm en vigas chatas.

El área de las varillas se tomó según la tabla de dimensiones y pesos nominales de la hoja técnica para el fierro corrugado de Aceros Arequipa.

Tabla 32

Dimensiones de las varillas corrugadas

DIÁMETRO DE BARRA		SECCIÓN (mm ²)	PERÍMETRO (mm)	PESO MÉTRICO NOMINAL (kg/m)
Pulg.	mm			
-	6	28	18.8	0.220
-	8	50	25.1	0.395
3/8	-	71	29.9	0.560
-	12	113	37.7	0.888
1/2	-	129	39.9	0.994
5/8	-	199	49.9	1.552
3/4	-	284	59.8	2.235
1	-	510	79.8	3.973
1 3/8	-	1,006	112.5	7.907

Fuente: Aceros Arequipa (2018)

Se calculó el acero de refuerzo superior e inferior para cada sección de viga modelada en cada piso.

Tabla 33

Área de refuerzo superior e inferior de las vigas

Vigas Story	T-1		T-2		T-3	
	Top(cm ²)	Bottom(cm ²)	Top(cm ²)	Bottom(cm ²)	Top(cm ²)	Bottom(cm ²)
6	1.645	1.645	0.71	0.71	2.13	2.13
5	1.645	1.645	0.71	0.71	2.13	2.13
4	1.645	1.645	1.29	1.29	2.13	2.13
3	2.345	2.345	1.99	1.99	2.13	2.13
2	2.345	2.345	1.99	1.99	2.13	2.13
1	2.345	2.345	1.99	1.99	2.13	2.13

Elaborado por: el autor

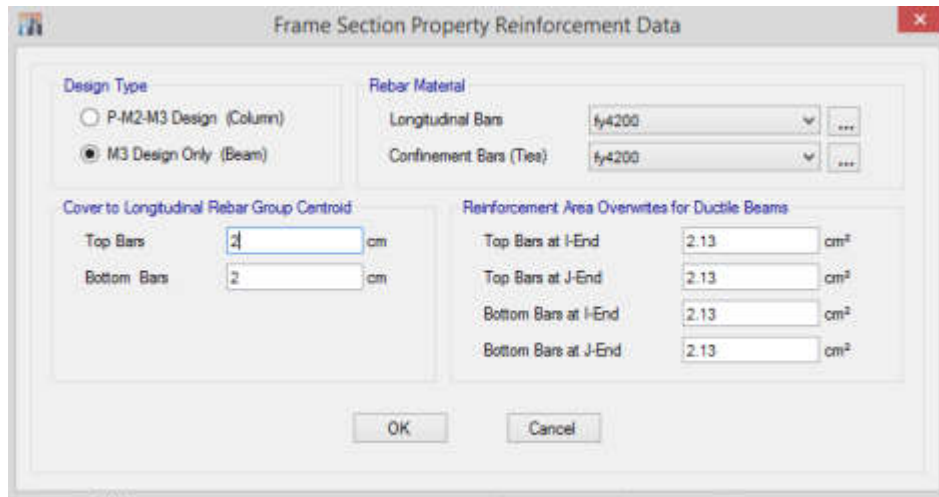


Figura 51. Definición del área de refuerzo de acero en las vigas
Fuente: ETABS



Figura 52. Reasignación de las secciones de viga con refuerzo de acero
Fuente: ETABS

Una vez definido el refuerzo de cada viga se prosiguió a asignar las rótulas plásticas en vigas a una distancia de 5% en ambos extremos de la viga, las rótulas plásticas son generadas automáticamente por el programa ETABS según la tabla 10-7 de la norma ASCE 41-13 para vigas de concreto sometidas a flexión.

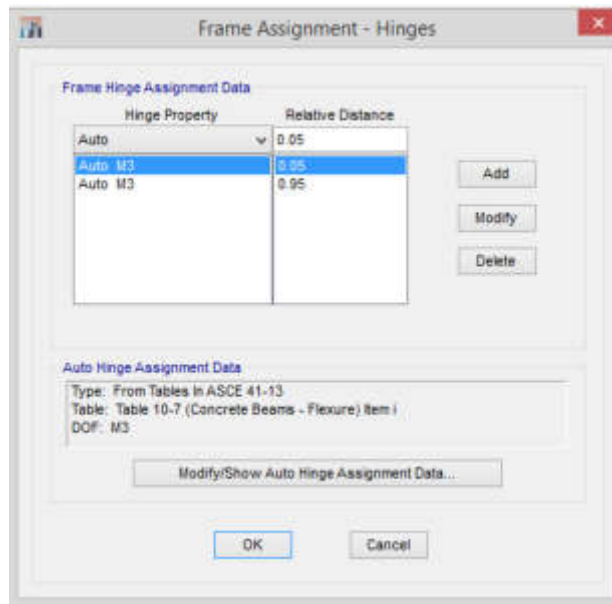


Figura 53. Asignación de las rótulas plásticas en las vigas

Fuente: ETABS

Los datos requeridos para definir la rótula plástica en la viga son el refuerzo superior e inferior ingresado en la definición de la viga y el caso de carga no lineal a la que será sometida la viga.

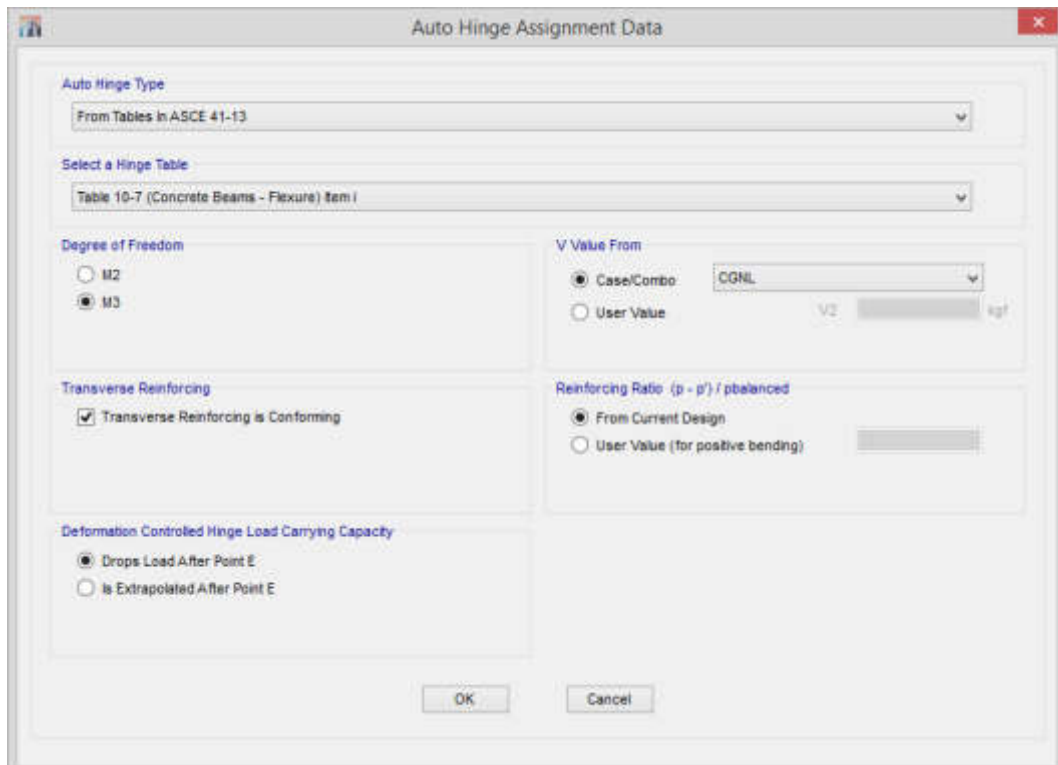


Figura 54. Parámetros para la asignación de la rótula plástica en la viga

Fuente: ETABS

Una vez asignada la rótula plástica para el momento flector en el eje local 3 de la viga se pueden observar las propiedades de la rótula plástica generada automáticamente las cuales permitirán realizar el análisis no lineal a la estructura.

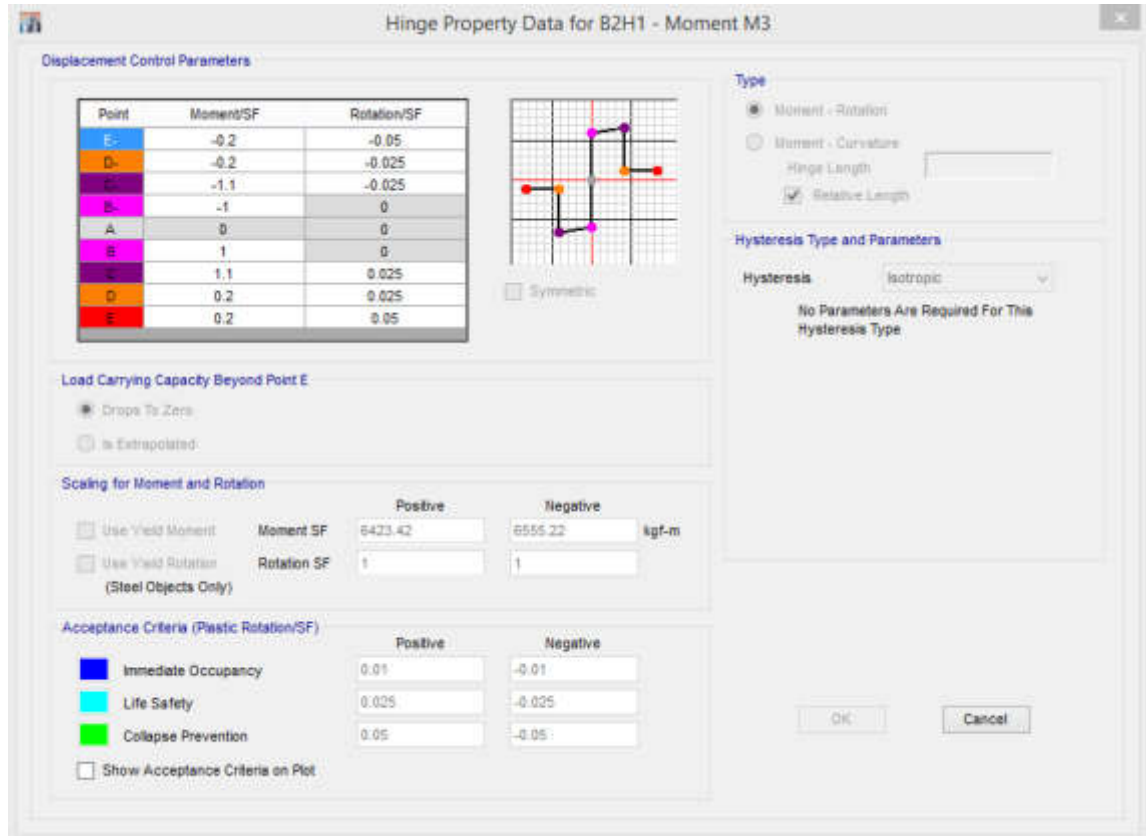


Figura 55. Propiedades de las rótulas plásticas de vigas

Fuente: ETABS

c.2) Definición de los muros

Para que el programa ETABS considere al comportamiento no lineal de los muros se les debe asignar Fiber Hinges que evalúan las fuerzas de compresión y momentos flectores en el eje 3, estos Fiber Hinges pueden ser definidos manualmente o automáticamente luego de haber ingresado los datos sobre el refuerzo de acero utilizado en el muro por medio de la opción "Reinforcement for Wall Hinge...", para ingresar los datos sobre el refuerzo de acero se puede hacer en modo de cuantía de refuerzo horizontal y vertical o indicando específicamente la varilla utilizada junto con el espaciamiento, sin embargo esta segunda opción aunque tiene más opciones disponibles considerando recubrimientos y zonas confinadas, no es la más indicada para

la modelación de esta edificación debido a que no existe la opción para refuerzo en una sola capa y las fibras generadas automáticamente tienen poca precisión en caso de secciones pequeñas de muros, así que se decidió ingresar el dato de refuerzo de muro en forma de cuantía y luego modificar los hinges creados automáticamente para indicar el material de la fibra de refuerzo y para añadir los refuerzo adicionales de fierro corrugado indicados en el plano.

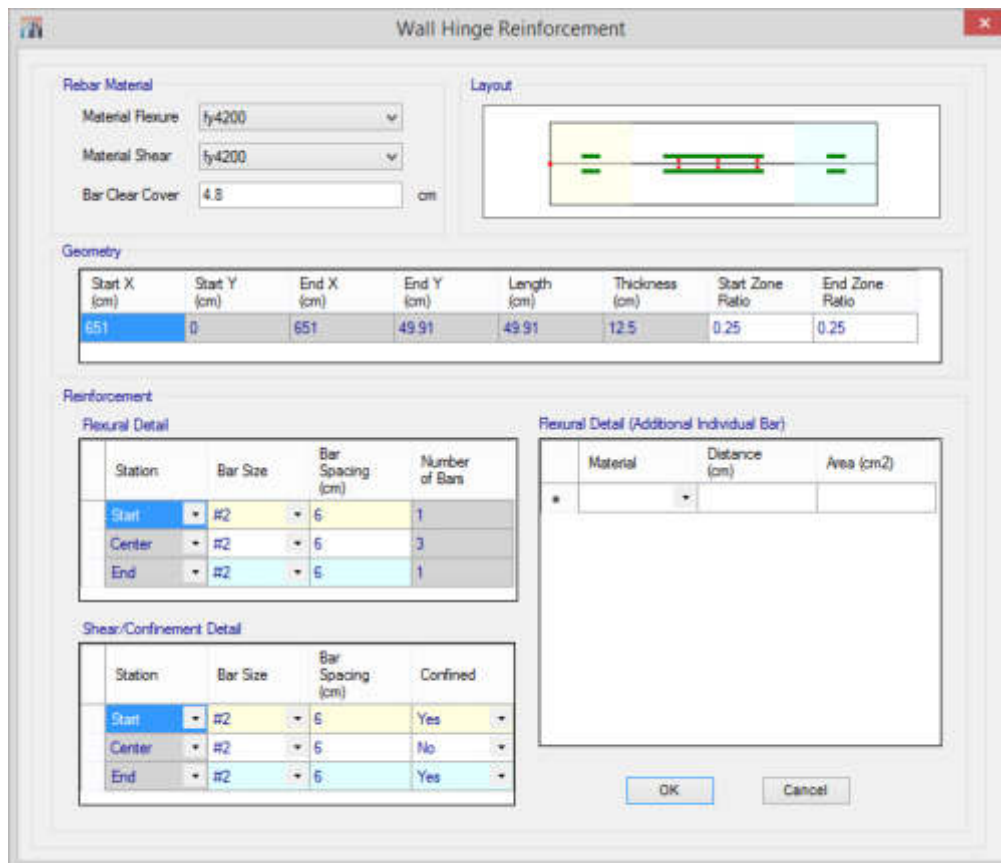


Figura 56. Definición del refuerzo de acero para muros

Fuente: ETABS

Se calculó el área de acero, el espaciamiento y la cuantía correspondiente para las varillas de acero utilizadas en el refuerzo horizontal y vertical del muro a partir de los detalles indicados en el plano de estructuras.

- **Muro XM-1:**

Es un muro de 10cm de espesor con un refuerzo de malla electrosoldada que consiste en varillas de 4.5mm espaciadas cada 150mm, además posee varillas corrugadas horizontales de $\varnothing 1/4"$ espaciadas cada 40cm.

Tabla 34

Refuerzo horizontal y vertical en el muro XM-1

	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)	ρ
Refuerzo horizontal	4.5mm	0.16	15	0.001067
Refuerzo vertical	4.5mm	0.16	15	0.001067
Refuerzo horizontal	ø1/4"	0.32	40	0.0008

Elaborado por: el autor

- Muro XM-2:

Es un muro de 12.5cm de espesor con un refuerzo de malla electrosoldada que consiste en varillas de 4.5mm espaciadas cada 150mm, además posee varillas corrugadas horizontales de ø3/8" espaciadas cada 57cm y varillas corrugadas verticales de ø1/4" espaciadas cada 85cm.

Tabla 35

Refuerzo horizontal y vertical en el muro XM-2

	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)	ρ
Refuerzo horizontal	4.5mm	0.16	15	0.000853
Refuerzo vertical	4.5mm	0.16	15	0.000853
Refuerzo horizontal	ø3/8"	0.71	57	0.000996
Refuerzo vertical	ø1/4"	0.32	85	0.000301

Elaborado por: el autor

- Muro del tanque elevado:

Es un muro de 20cm de espesor con un refuerzo en dos capas de varillas corrugadas horizontales de ø3/8" espaciadas cada 30cm y varillas corrugadas verticales de ø3/8" espaciadas cada 25cm.

Tabla 36

Refuerzo horizontal y vertical en el muro del tanque elevado

	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)	ρ
Refuerzo horizontal	ø3/8"	0.71	30	0.001183
Refuerzo horizontal	ø3/8"	0.71	30	0.001183
Refuerzo vertical	ø3/8"	0.71	25	0.00142
Refuerzo vertical	ø3/8"	0.71	25	0.00142

Elaborado por: el autor

- **Muro de soporte para el tanque elevado:**

Es un muro de 12cm de espesor con un refuerzo de malla electrosoldada que consiste en varillas de 4.5mm espaciadas cada 150mm, además posee varillas corrugadas horizontales de $\varnothing 1/4''$ espaciadas cada 40cm.

Tabla 37

Refuerzo horizontal y vertical en el muro de soporte para el tanque elevado

	Diámetro	Área (cm ²)	s (cm)	ρ
Refuerzo horizontal	4.5mm	0.16	15	0.000889
Refuerzo vertical	4.5mm	0.16	15	0.000889
Refuerzo horizontal	$\varnothing 1/4''$	0.32	40	0.000667

Elaborado por: el autor

c.3) Definición de los Fiber Hinges en muros

Luego de haber calculado las cuantías de acero para el refuerzo horizontal y vertical se ingresaron los datos a través de la opción “Reinforcement for Wall Hinges...” en la opción de Uniform rebar ratio.

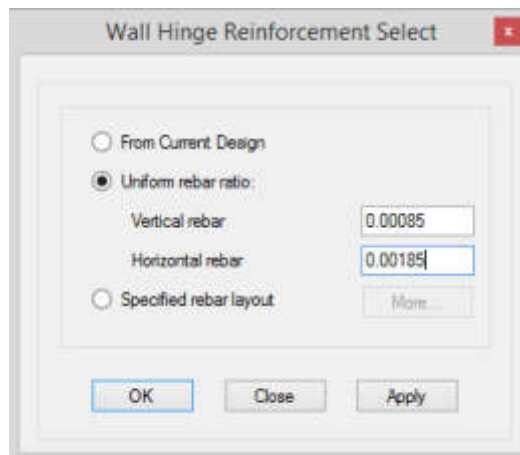


Figura 57. Definición del refuerzo de acero para muros indicando cuantía

Fuente: ETABS

Se cambió el material de refuerzo horizontal y vertical aplicado por defecto en los muros, para que los Fiber Hinges generados automáticamente utilicen el material “mallaElectrosoldada” en vez del material del acero grado 60.

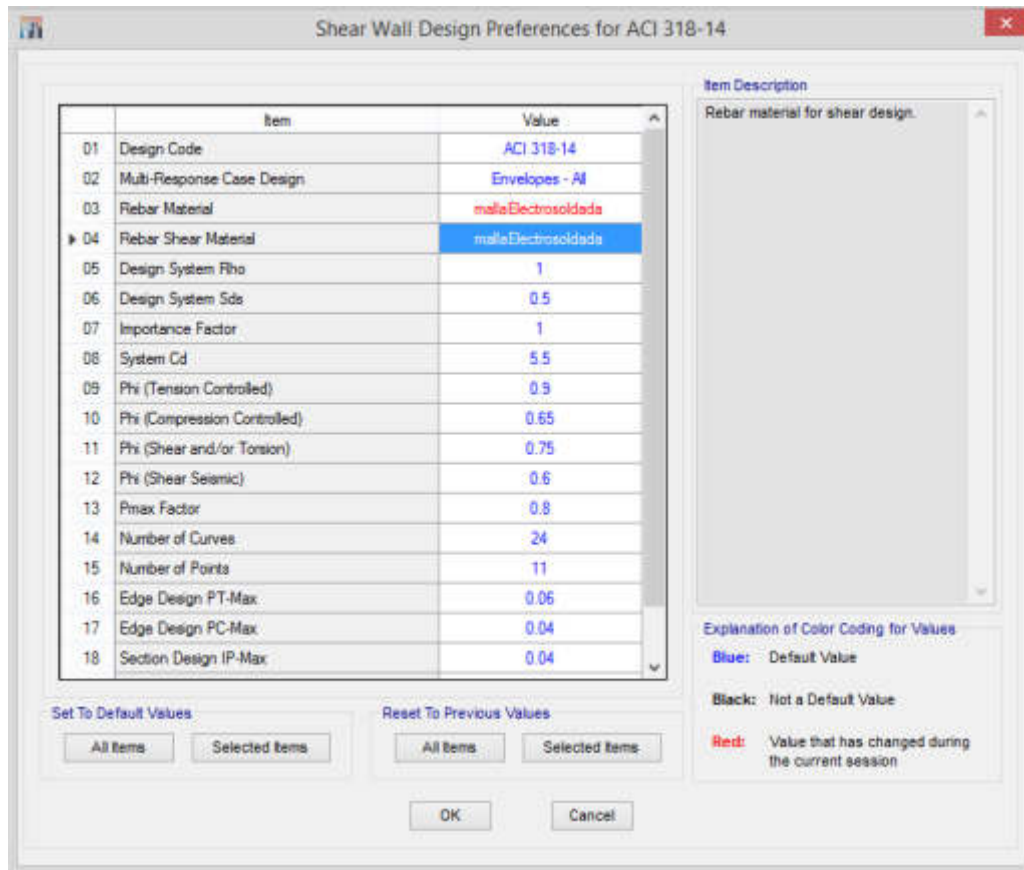


Figura 58. Modificación del acero de refuerzo utilizado en los muros

Fuente: ETABS

Para los muros XM-02 se generó un Fiber Hinge automático como base para luego modificarlo agregándole el refuerzo del fierro corrugado de $\varnothing 1/4"$ y su coordenada donde estará ubicado.

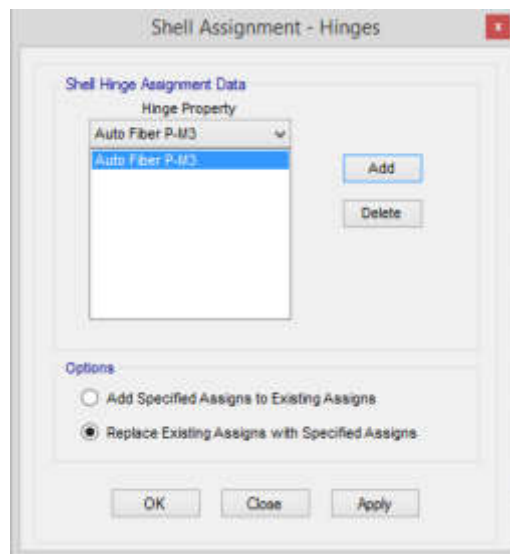


Figura 59. Asignación de Fiber Hinges automáticos

Fuente: ETABS

Para modificar las fibras del Wall Hinge se asignó la longitud y espesor del paño de muro, se calculó e ingresó el área y la posición de las fibras de hierro corrugado vertical indicando su material correspondiente.

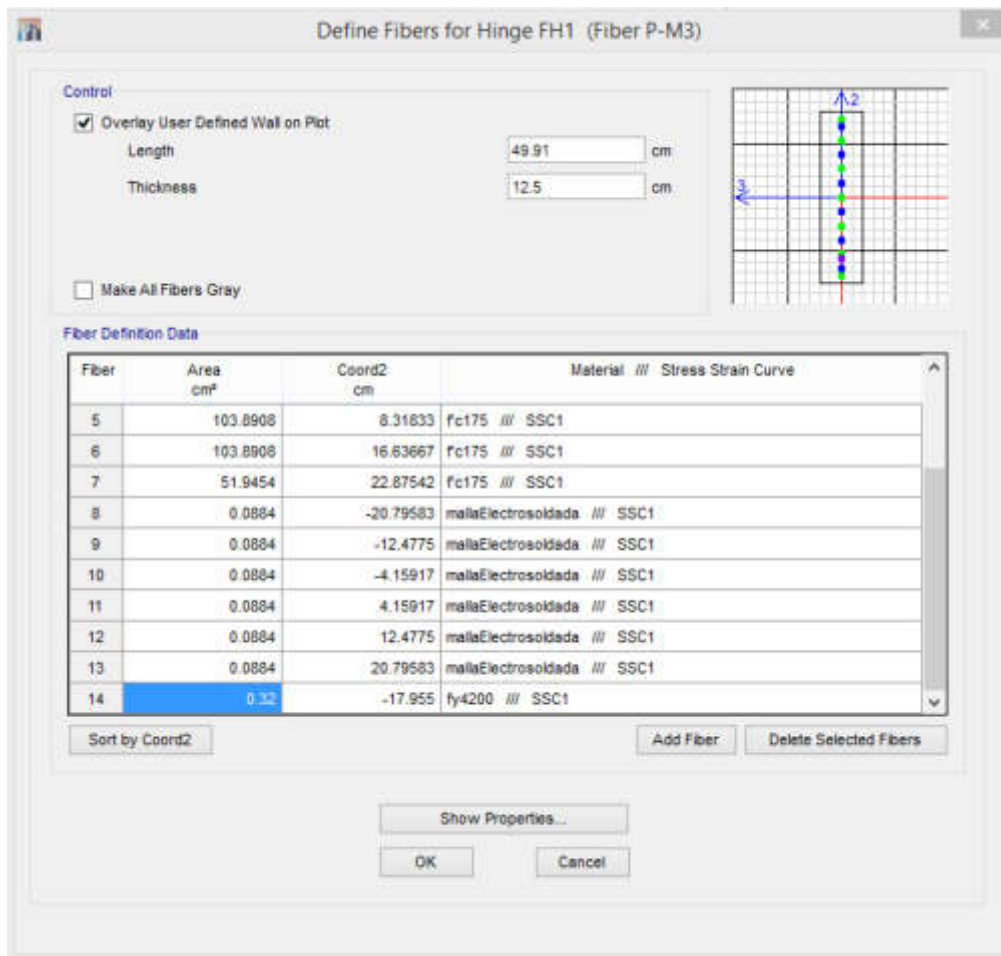


Figura 60. Modificación del Fiber Hinge generado automáticamente
Fuente: ETABS

Una vez modificado el Fiber Hinge, se les asignó a todos los muros que tengan las mismas características geométricas y de refuerzo.

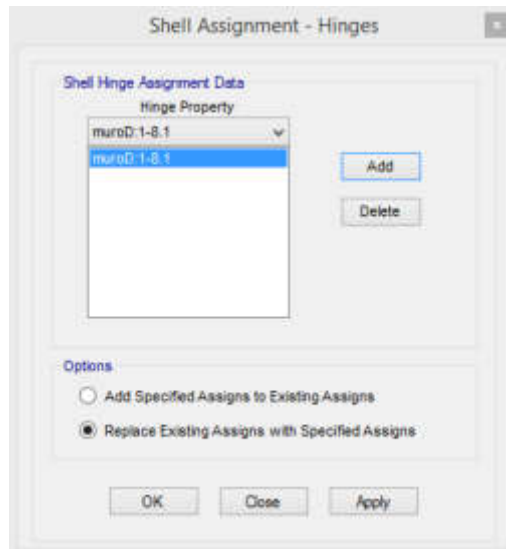


Figura 61. Reasignación de Fiber Hinges
Fuente: ETABS

Fiber Definition Data

Fiber	Area cm ²	Coord2 cm	Material	Color
5	103.8908	8.31833	Fc175	Green
6	103.8908	16.63667	Fc175	Green
7	51.9454	22.87542	Fc175	Green
8	0.0884	-20.79583	mallaElectrosoldada	Blue
9	0.0884	-12.4775	mallaElectrosoldada	Blue
10	0.0884	-4.15917	mallaElectrosoldada	Blue
11	0.0884	4.15917	mallaElectrosoldada	Blue
12	0.0884	12.4775	mallaElectrosoldada	Blue
13	0.0884	20.79583	mallaElectrosoldada	Blue
14	0.32	-17.955	ty4200	Purple

Figura 62. Propiedades del Fiber Hinge modificado y reasignado
Fuente: ETABS

CAPÍTULO V RESULTADOS

5.1 Resultados del Análisis Estático Lineal

Se muestran los resultados obtenidos del análisis estático lineal aplicado a la edificación de estudio.

5.1.1 Fuerzas cortantes

Las fuerzas cortantes son calculadas por el programa ETABS mediante la definición del patrón de carga sísmica y el mass source. En la siguiente tabla se muestran los valores que fueron usados en el análisis para el cálculo de la fuerza cortante en la base.

Tabla 38

Peso sísmico y fuerza cortante en la base

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%					kgf	kgf
SXestatico	Seismic	X + Ecc. Y	5	Story8	Base	0.2813	1	1549332.38	435749.73
SYestatico	Seismic	Y + Ecc. X	5	Story8	Base	0.2813	1	1549332.38	435749.73

Fuente: ETABS

En el siguiente cuadro se muestran las masas calculadas por el programa según el mass source definido y las cargas aplicadas al modelo tridimensional. A partir de estas masas el programa calculará el peso sísmico para el análisis.

Tabla 39

Masas por piso

Story	UX	UY	UZ
	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m
Story8	696.99	696.99	0
Story7	1823.29	1823.29	0
Story6	18536.22	18536.22	0
Story5	27319.04	27319.04	0
Story4	27319.04	27319.04	0
Story3	27319.04	27319.04	0
Story2	27319.04	27319.04	0
Story1	27655.28	27655.28	0
Base	5873.03	5873.03	0

Fuente: ETABS

La fuerza cortante en la base calculada $V = 435749.73$ es aplicada a la estructura a través de una distribución de fuerzas por altura según indica la norma E.030, en el siguiente cuadro y figura se puede observar y comprobar las fuerzas sísmicas por altura calculadas y aplicadas por el programa ETABS.

Tabla 40

Distribución de fuerzas sísmicas en altura

Story	Peso P_i (kg)	Altura de entrepiso	Elevación h_i (m)	h_i^k	$P_i * h_i^k$	α	Fuerzas sísmicas $V * \alpha$	Fuerzas sísmicas acumuladas
Story8	6835.14	2.45	19.87	19.87	135814.17	0.01021	4448.33	4448.33
Story7	17880.37	2.45	17.42	17.42	311475.99	0.02341	10201.80	14650.13
Story6	181778.22	2.47	14.97	14.97	2721219.98	0.20454	89128.36	103778.49
Story5	267908.26	2.47	12.50	12.50	3348853.30	0.25172	109685.28	213463.77
Story4	267908.26	2.47	10.03	10.03	2687119.88	0.20198	88011.47	301475.24
Story3	267908.26	2.47	7.56	7.56	2025386.47	0.15224	66337.66	367812.90
Story2	267908.26	2.47	5.09	5.09	1363653.06	0.10250	44663.85	412476.75
Story1	271205.65	2.62	2.62	2.62	710558.81	0.05341	23272.99	435749.75
	1549332.432				13304081.67	1	435749.74	

Elaborado por: el autor

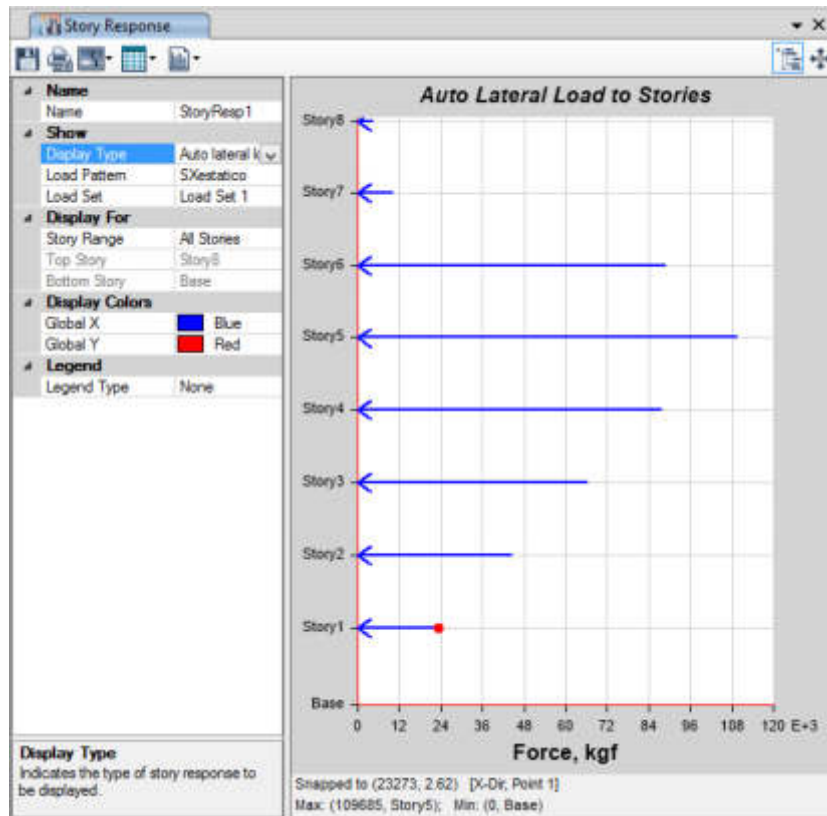


Figura 63. Distribución de fuerzas sísmicas en altura
Fuente: ETABS

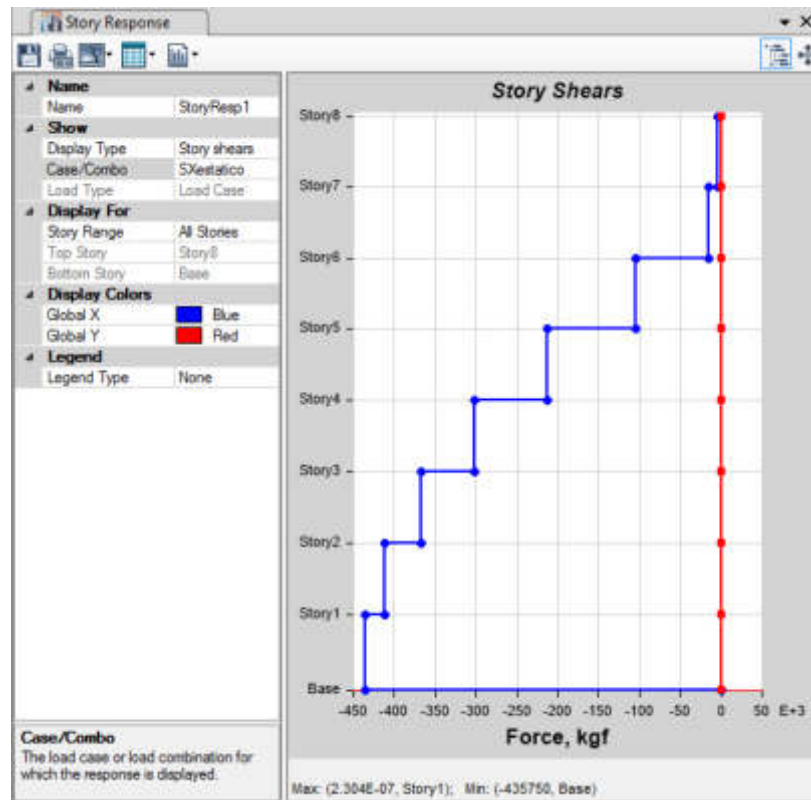


Figura 64. Fuerzas cortantes en dirección X
Fuente: ETABS

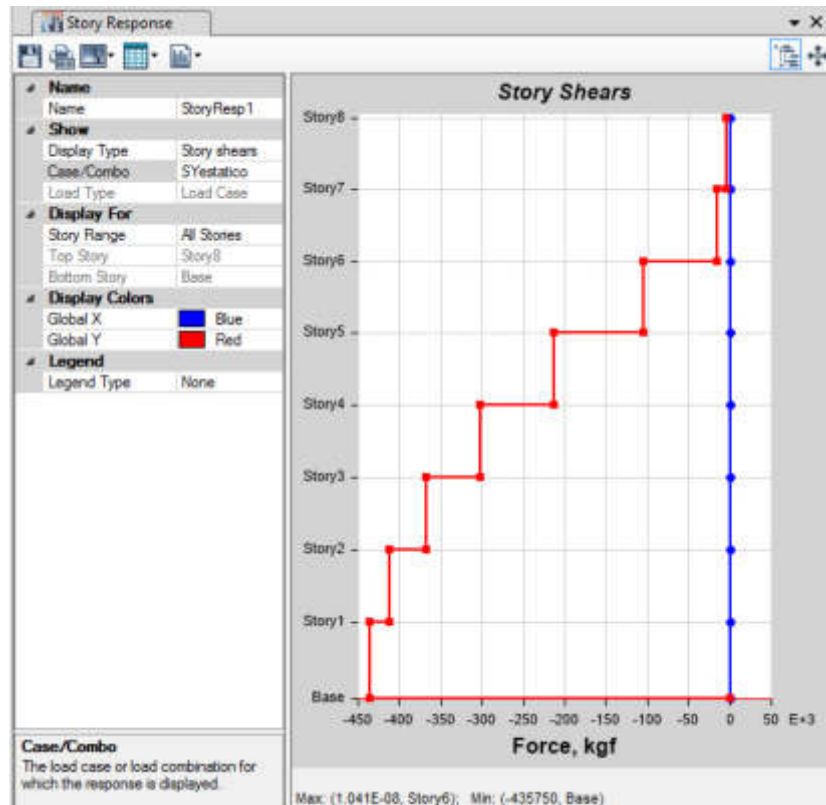


Figura 65. Fuerzas cortantes en dirección Y

Fuente: ETABS

5.1.2 Desplazamientos laterales de entrepiso

Se obtuvieron los desplazamientos laterales de entrepiso del cálculo realizado por el programa ETABS al aplicar las fuerzas por altura en los diafragmas de cada piso. Se calculó un desplazamiento lateral para cada dirección del análisis sísmico X e Y.

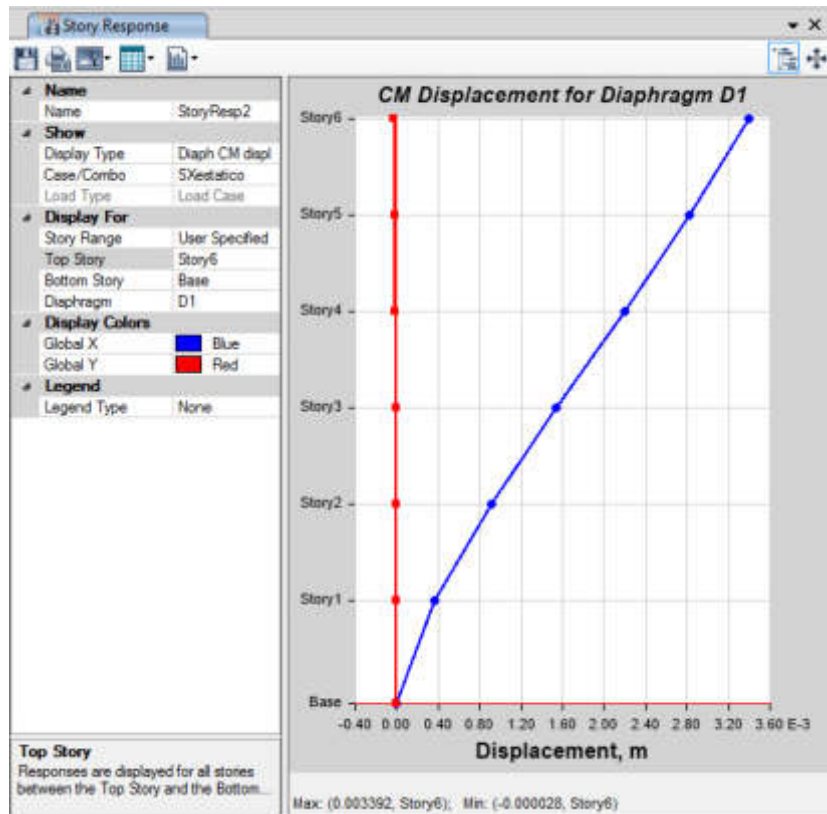


Figura 66. Desplazamiento elástico por el sismo estático en dirección X
Fuente: ETABS

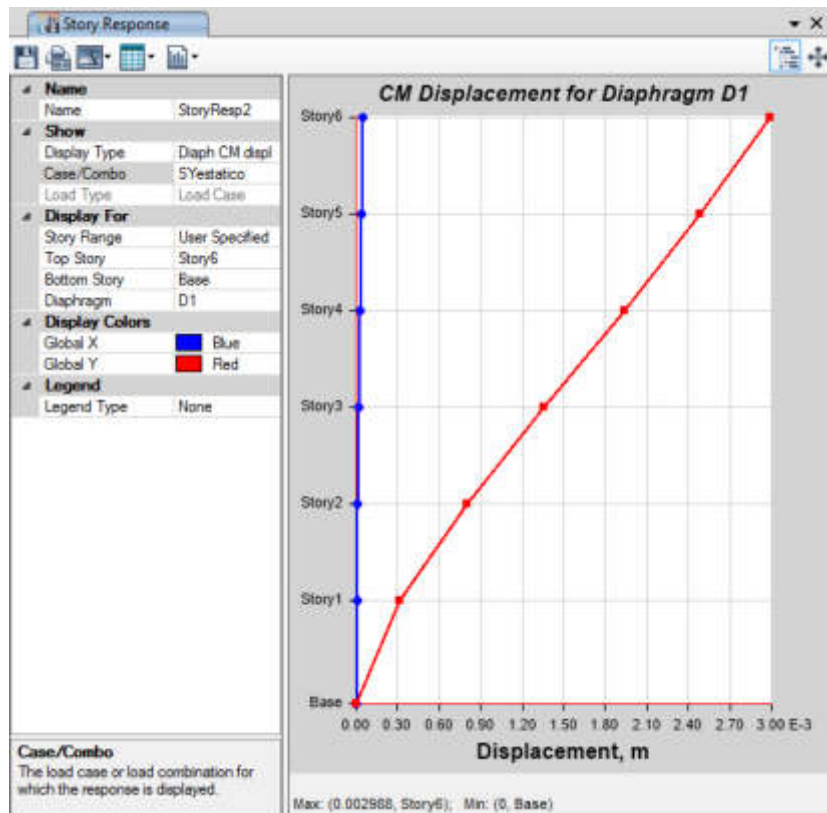


Figura 67. Desplazamiento elástico por el sismo estático en dirección Y
Fuente: ETABS

Los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico lineal con el programa ETABS son amplificados tal como la norma E.030 indica:

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 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. (SENCICO, 2018)

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 de la norma E.030 ni el cortante mínimo en la base especificado para el análisis dinámico.

La norma E.030 indica que los desplazamientos relativos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso, llamados distorsión o deriva, no deben exceder un límite establecido según el tipo de sistema estructural empleado, estos límites se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 41

Límites para la distorsión del entrepiso

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

Fuente: SENCICO (2018)

El edificio analizado está compuesto por un sistema estructural de muros de ductilidad limitada, por lo que sus derivas no

deben ser mayores a 0.005. En los siguientes cuadros se pueden observar los desplazamientos y las derivas obtenidas del análisis sísmico estático en la dirección X e Y donde además se observa que las derivas no exceden de valor de 0.005.

Tabla 42

Desplazamientos y derivas de entrepiso en la dirección X

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UX*0.75R	Δ_i	h_{ei}	Δ_i/h_{ei}
			M	m			
Story6	D1	SXestatico	0.00339	0.01018	0.00171	2.47	0.000691
Story5	D1	SXestatico	0.00282	0.00847	0.00188	2.47	0.000759
Story4	D1	SXestatico	0.00220	0.00659	0.00197	2.47	0.000797
Story3	D1	SXestatico	0.00154	0.00463	0.00191	2.47	0.000772
Story2	D1	SXestatico	0.00091	0.00272	0.00164	2.47	0.000662
Story1	D1	SXestatico	0.00036	0.00108	0.00108	2.62	0.000413

Elaborado por: el autor

Tabla 43

Desplazamientos y derives de entrepiso en la dirección Y

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	UY*0.75R	Δ_i	h_{ei}	Δ_i/h_{ei}
			M	m			
Story6	D1	SYestatico	0.00299	0.00896	0.00151	2.47	0.000612
Story5	D1	SYestatico	0.00248	0.00745	0.00165	2.47	0.000667
Story4	D1	SYestatico	0.00194	0.00581	0.00173	2.47	0.000700
Story3	D1	SYestatico	0.00136	0.00408	0.00168	2.47	0.000679
Story2	D1	SYestatico	0.00080	0.00240	0.00145	2.47	0.000585
Story1	D1	SYestatico	0.00032	0.00095	0.00095	2.62	0.000364

Elaborado por: el autor

5.1.3 Verificación de Irregularidades

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

La irregularidad de rigidez es descrita por la norma E.030 del 2018 como:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga. (SENCICO, 2018, p.19)

Se procedió a calcular la rigidez de los entrepisos para el análisis sísmico en X e Y, los cuales se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 44

Rigideces para el sismo estático en dirección X

Story	Load Case/Combo	VX	Δ_i inelástico	Rigidez lateral (K)
		kgf		
Story6	SXestatico	103778.50	0.001707	60795841
Story5	SXestatico	213463.78	0.001875	113847349
Story4	SXestatico	301475.24	0.001968	153188638
Story3	SXestatico	367812.90	0.001908	192774057
Story2	SXestatico	412476.74	0.001635	252279352
Story1	SXestatico	435749.73	0.001083	402354321

Elaborado por: el autor

Tabla 45

Rigideces para el sismo estático en dirección Y

Story	Load Case/Combo	VY	Δ_i inelástico	Rigidez lateral (K)
		kgf		
Story6	SYestatico	103778.50	0.001512	68636574
Story5	SYestatico	213463.78	0.001647	129607638
Story4	SYestatico	301475.24	0.001728	174464838
Story3	SYestatico	367812.90	0.001677	219327907
Story2	SYestatico	412476.74	0.001446	285253624
Story1	SYestatico	435749.73	0.000954	456760723

Elaborado por: el autor

Luego de calcular las rigideces en cada piso para cada dirección de análisis se procedió a verificar si existe irregularidad de rigidez.

Tabla 46

Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X

Story	K _i	<	70% K _{i+1}	K _i	<	80% (K _{i+1} +K _{i+2} +K _{i+3})/3
Story6	60795841			60795841		
Story5	113847349	No cumple	42557088	113847349		
Story4	153188638	No cumple	79693145	153188638		
Story3	192774057	No cumple	107232047	192774057	No cumple	87421821
Story2	252279352	No cumple	134941840	252279352	No cumple	122616012
Story1	402354321	No cumple	176595546	402354321	No cumple	159531212

Elaborado por: el autor

Tabla 47

Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y

Story	K _i	<	70% K _{i+1}	K _i	<	80% (K _{i+1} +K _{i+2} +K _{i+3})/3
Story6	68636574			68636574		
Story5	129607638	No cumple	48045602	129607638		
Story4	174464838	No cumple	90725347	174464838		
Story3	219327907	No cumple	122125387	219327907	No cumple	99389080
Story2	285253624	No cumple	153529535	285253624	No cumple	139573435
Story1	456760723	No cumple	199677537	456760723	No cumple	181079032

Elaborado por: el autor

En las tablas se observa que la edificación no presenta irregularidad de rigidez en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

b) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

La irregularidad de resistencia es descrita por la norma E.030 del 2018 como: “Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior” (SENCICO, 2018, p.19).

Tabla 48

Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección X

Story	V _i	<	80% V _{i+1}
	kgf		kgf
Story6	103779		
Story5	213464	No cumple	83023
Story4	301475	No cumple	170771
Story3	367813	No cumple	241180
Story2	412477	No cumple	294250
Story1	435750	No cumple	329981

Elaborado por: el autor

Tabla 49

Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección Y

Story	V _i	<	80% V _{i+1}
	kgf		kgf
Story6	103779		
Story5	213464	No cumple	83023
Story4	301475	No cumple	170771
Story3	367813	No cumple	241180
Story2	412477	No cumple	294250
Story1	435750	No cumple	329981

Elaborado por: el autor

De las tablas se puede observar que la edificación no presenta irregularidad de resistencia en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

c) Irregularidad de Masa o Peso

La norma E.030 indica que: “Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos” (Norma E.030, 2018, p.19).

Tabla 50

Verificación de irregularidad de masa

Story	Mass _i	>	1.5*Mass _{i+1}	Mass _i	>	1.5*Mass _{i-1}
	kgf-s ² /m		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m		kgf-s ² /m
Story5	27319.04			27319.04	No Cumple	40978.56
Story4	27319.04	No Cumple	40978.56	27319.04	No Cumple	40978.56
Story3	27319.04	No Cumple	40978.56	27319.04	No Cumple	40978.56
Story2	27319.04	No Cumple	40978.56	27319.04	No Cumple	41482.92
Story1	27655.28	No Cumple	40978.56	27655.28		

Elaborado por: el autor

De la tabla se puede observar que la edificación no presenta irregularidad de masa o peso.

d) Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional es descrita por la norma E.030 del 2018 como:

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta m_{\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (ΔCM).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11. (SENCICO, 2018, p.20)

Para determinar si existe irregularidad primero se comprobó el criterio indicado por la norma para las derivas máximas.

Tabla 51

Verificación de irregularidad torsional en la dirección X

Story	Load Case/Combo	Avg Drift	Max Drift	Max Drift*0.75R	>	50%*0.005
Story6	SXestatico	0.000229	0.000242	0.000726	No Cumple	0.0025
Story5	SXestatico	0.000253	0.000267	0.000801	No Cumple	0.0025
Story4	SXestatico	0.000265	0.000280	0.000840	No Cumple	0.0025
Story3	SXestatico	0.000257	0.000272	0.000816	No Cumple	0.0025
Story2	SXestatico	0.000221	0.000232	0.000696	No Cumple	0.0025
Story1	SXestatico	0.000138	0.000144	0.000432	No Cumple	0.0025

Elaborado por: el autor

Tabla 52

Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Avg Drift	Max Drift	Max Drift*0.75R	>	50%*0.005
Story6	SYestatico	0.000229	0.000240	0.000720	No Cumple	0.0025
Story5	SYestatico	0.000253	0.000262	0.000786	No Cumple	0.0025
Story4	SYestatico	0.000265	0.000275	0.000825	No Cumple	0.0025
Story3	SYestatico	0.000257	0.000267	0.000801	No Cumple	0.0025
Story2	SYestatico	0.000221	0.000230	0.000690	No Cumple	0.0025
Story1	SYestatico	0.000138	0.000143	0.000429	No Cumple	0.0025

Elaborado por: el autor

De las tablas se puede observar que la edificación no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

5.2 Resultados del Análisis Dinámico Lineal

Se muestran los resultados obtenidos del análisis dinámico lineal aplicado a la edificación de estudio.

5.2.1 Modos de vibración

Se comprobó que la sumatoria de masas participativas superaba el 90% con 6 modos para la dirección X y 8 modos para la dirección Y.

Tabla 53

Modos de vibración y masas participativas

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.169	0.668	0.001	0.069	0.668	0.001	0.069
Modal	2	0.158	0.000	0.691	0.001	0.669	0.692	0.071
Modal	3	0.130	0.073	0.002	0.675	0.741	0.694	0.746
Modal	4	0.103	0.000	0.067	0.004	0.741	0.760	0.750
Modal	5	0.082	0.022	0.003	0.007	0.763	0.764	0.757
Modal	6	0.045	0.156	0.000	0.012	0.918	0.764	0.769
Modal	7	0.042	0.000	0.169	0.000	0.919	0.932	0.769
Modal	8	0.038	0.000	0.001	0.009	0.919	0.934	0.779
Modal	9	0.036	0.016	0.000	0.158	0.935	0.934	0.937
Modal	10	0.023	0.041	0.000	0.004	0.976	0.934	0.941
Modal	11	0.022	0.000	0.030	0.000	0.976	0.964	0.941
Modal	12	0.020	0.000	0.015	0.000	0.976	0.978	0.941
Modal	13	0.019	0.004	0.000	0.039	0.979	0.978	0.980
Modal	14	0.016	0.014	0.000	0.001	0.993	0.978	0.981
Modal	15	0.015	0.000	0.001	0.000	0.993	0.980	0.981
Modal	16	0.015	0.000	0.014	0.000	0.993	0.994	0.981
Modal	17	0.013	0.002	0.000	0.012	0.995	0.994	0.993
Modal	18	0.013	0.002	0.000	0.001	0.997	0.994	0.995

Fuente: ETABS

En el cuadro se puede observar que el primer modo es translacional en la dirección X con una masa participativa de 66.8%, el segundo modo es translacional en la dirección Y con una masa participativa de 69.1% y el tercer modo es rotacional en Z con una masa participativa de 67.5%.

5.2.2 Fuerzas cortantes

Las fuerzas cortantes son calculadas en función de los casos de carga definidos para el análisis dinámico. La norma E.030 indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso obtenida del análisis dinámico no puede ser menor al 80% de la fuerza cortante en el primer entrepiso obtenida del análisis estático para estructuras regulares, y no menor al 90% para estructuras con irregularidades. En caso de no cumplirse se escalará el caso de carga para el análisis dinámico. (SENCICO, 2018, p.27)

En la siguiente tabla se muestran las fuerzas cortantes del primer entrepiso obtenidas del análisis estático y dinámico.

Tabla 54

Fuerzas cortantes en la base para el sismo estático y dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Story1	SXdinamico Max	Bottom	0	306399	9746	1874078	95235	3303333
Story1	SXestatico	Bottom	0	-435750	0	3131100	0	-4644003
Story1	SYdinamico Max	Bottom	0	9746	314261	4552068	3411356	95230
Story1	SYestatico	Bottom	0	0	-435750	-6245279	4644003	0

Fuente: ETABS

La edificación no presenta irregularidades entonces la cortante del primer entrepiso obtenida del análisis dinámico debe ser mayor al 80% de la cortante del primer entrepiso obtenida del análisis estático.

Tabla 55

Factor de escala para el sismo dinámico en la dirección X e Y

	V _{Dinámico}	>	0.8*V _{Estático}	Factor de escala
Dir. X	306399	No Cumple	348599.8	1.138
Dir. Y	314261	No Cumple	348599.8	1.109

Elaborado por: el autor

Al no cumplirse la condición se procedió a crear un caso de carga para el análisis dinámico con los factores de escala calculados. Las fuerzas obtenidas de este nuevo caso de carga dinámico serán usadas en las combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales, sin embargo, para la evaluación de los desplazamientos se usará el caso de carga sin escalar.

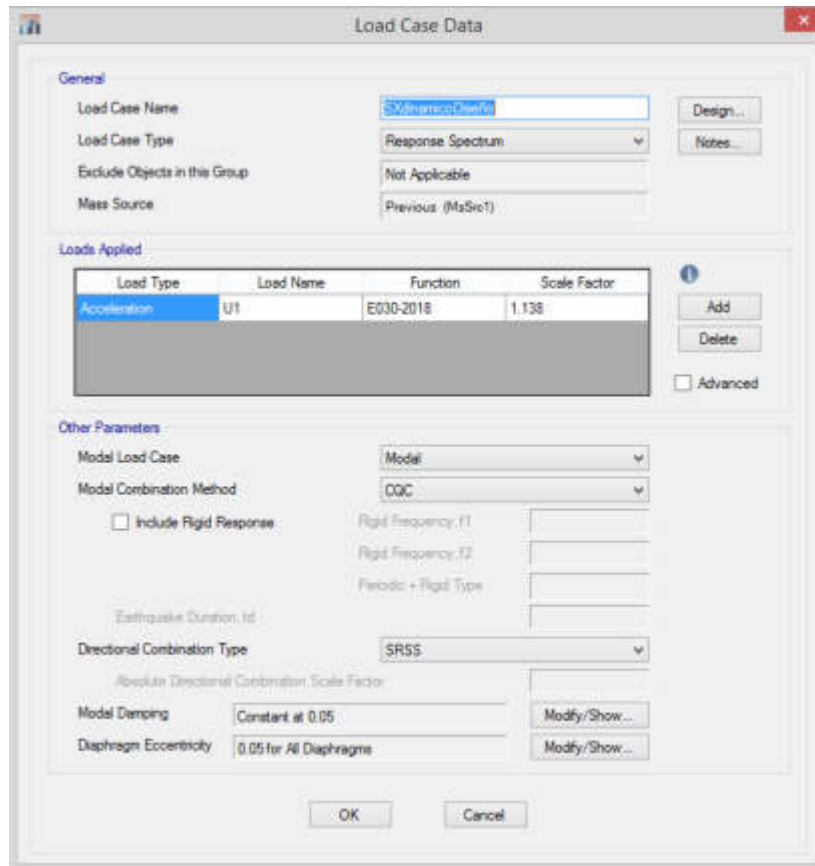


Figura 68. Definición del caso de carga escalado para el sismo dinámico en X

Fuente: ETABS

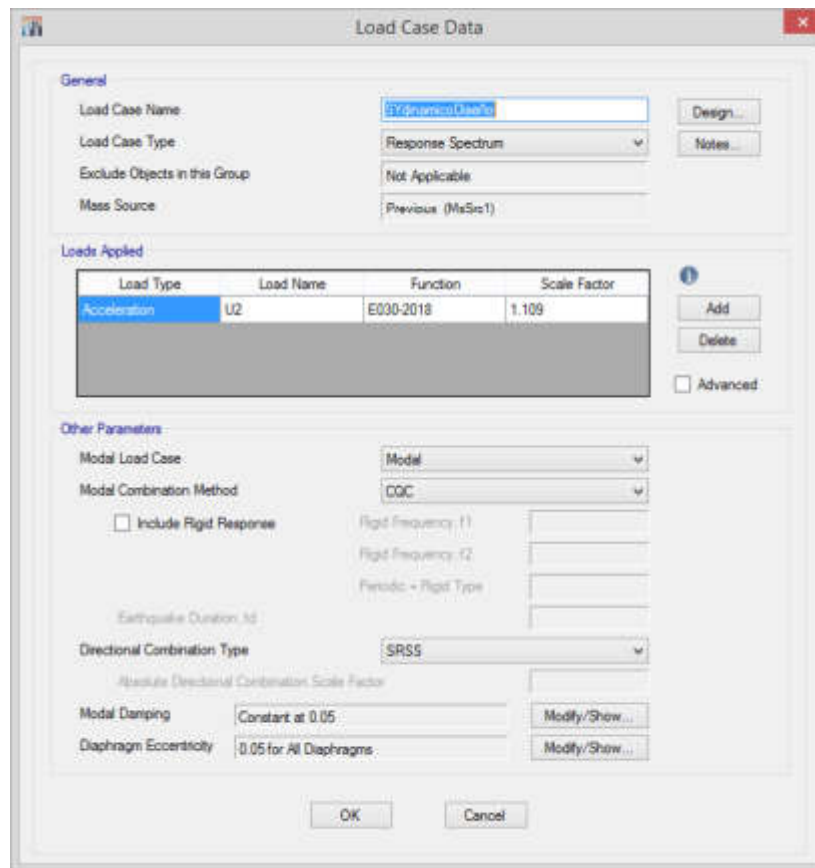


Figura 69. Definición del caso de carga escalado para el sismo dinámico en Y

Fuente: ETABS

Las fuerzas obtenidas para el caso de carga escalado se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 56

Fuerzas del sismo dinámico en X escalado

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Story8	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	5845	496	16941	1214	14320
Story7	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	17367	1207	47632	4120	56591
Story6	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	95831	2238	537088	6482	283824
Story5	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	185448	5095	1101982	16717	738965
Story4	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	251349	7407	1516776	33808	1352294
Story3	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	299264	9215	1818694	55478	2076006
Story2	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	331671	10479	2023570	80271	2872260
Story1	SXdinamicoDiseño Max	Bottom	0	348682	11091	2132701	108377	3759193

Fuente: ETABS

Tabla 57

Fuerzas del sismo dinámico en Y escalado

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Story8	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	1407	9775	143264	23949	3448
Story7	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	3410	23826	349169	81513	11741
Story6	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	3434	99594	1440586	312847	18656
Story5	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	5216	187763	2719235	770763	26968
Story4	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	7189	252165	3654913	1384703	39941
Story3	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	8890	299084	4335468	2106155	57877
Story2	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	10160	331435	4802824	2899164	79750
Story1	SYdinamicoDiseño Max	Bottom	0	10809	348515	5048243	3783194	105610

Fuente: ETABS

5.2.3 Desplazamientos laterales de entrepiso

Los desplazamientos laterales de entrepiso son calculados a partir del caso de carga para el análisis sísmico sin escalar, al cual se le multiplicará por 0.75 R según indica la norma para asumir el desplazamiento inelástico.

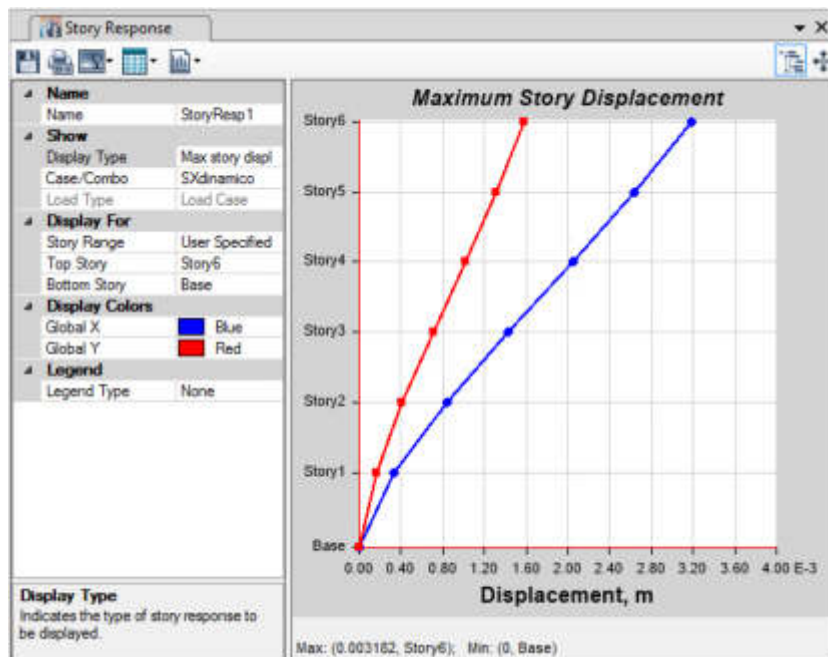


Figura 70. Desplazamiento elástico por el sismo dinámico en dirección X

Fuente: ETABS

Del gráfico se observa para el sismo dinámico en la dirección X, un desplazamiento máximo de 3.182mm que al ser

multiplicado por 0.75 R da como resultado 9.546mm como desplazamiento máximo inelástico.

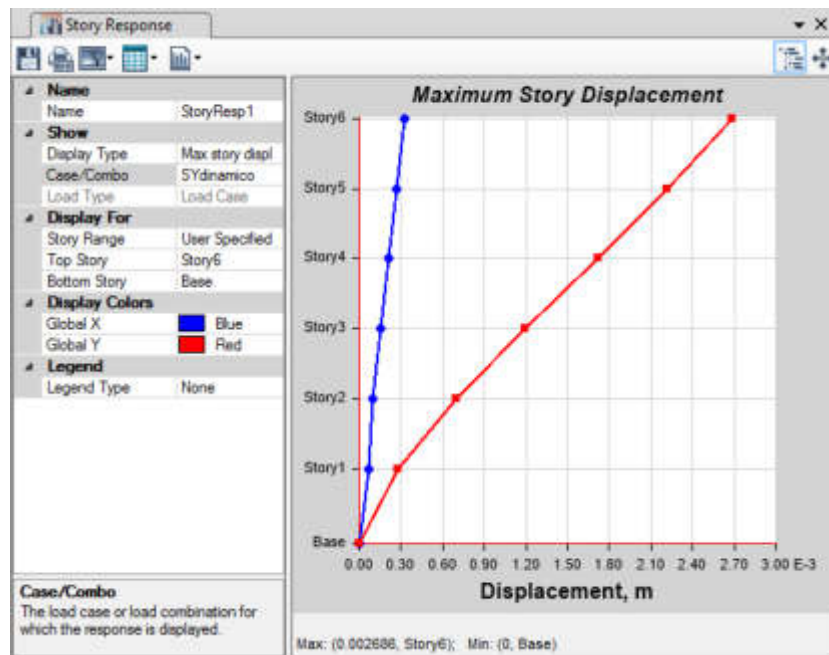


Figura 71. Desplazamiento elástico por el sismo dinámico en dirección Y
Fuente: ETABS

Del gráfico se observa para el sismo dinámico en la dirección Y, un desplazamiento máximo de 2.686mm que al ser multiplicado por 0.75 R da como resultado 8.058mm como desplazamiento máximo inelástico.

De la misma manera que para el análisis estático las derivas del análisis sísmico no deben superar el valor de 0.005. Se tomaron los valores de la deriva máxima directamente de la tabla de ETABS y se multiplicaron por 0.75 R.

Tabla 58

Derivas para el sismo dinámico en la dirección X

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Max Drift*0.75R
Story6	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000220	0.000660
Story5	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000242	0.000726
Story4	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000252	0.000756
Story3	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000241	0.000723
Story2	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000205	0.000615
Story1	SXdinamico Max	Diaph D1 X	0.000126	0.000378

Elaborado por: el autor

Tabla 59

Derivas para el sismo dinámico en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Max Drift*0.75R
Story6	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000191	0.000573
Story5	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000204	0.000612
Story4	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000211	0.000633
Story3	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000202	0.000606
Story2	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000172	0.000516
Story1	SYdinamico Max	Diaph D1 Y	0.000106	0.000318

Elaborado por: el autor

En las tablas se observa que la deriva no excede el límite de 0.005 en ninguna de las direcciones X e Y del análisis dinámico.

5.2.4 Verificación de Irregularidades

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Se procedió a calcular la rigidez de los entrepisos para el análisis sísmico dinámico en X e Y, los cuales se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 60

Rigideces para el análisis en la dirección X

Story	Load Case/Combo	VX	Δ_i inelástico	Rigidez lateral (K)
		kgf		
Story6	SXestatico	84210	0.00131	64086903
Story5	SXestatico	162959	0.00141	115573936
Story4	SXestatico	220869	0.00147	150251320
Story3	SXestatico	262974	0.00141	186110333
Story2	SXestatico	291451	0.00120	242270258
Story1	SXestatico	306399	0.00079	388338809

Elaborado por: el autor

Tabla 61

Rigideces para el análisis en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	VY	Δ_i inelástico	Rigidez lateral (K)
		kgf		
Story6	SYestatico	89805	0.001164	77152036
Story5	SYestatico	169308	0.001251	135338281
Story4	SYestatico	227380	0.001287	176674771
Story3	SYestatico	269688	0.001236	218193964
Story2	SYestatico	298859	0.001053	283817018
Story1	SYestatico	314261	0.000690	455450014

Elaborado por: el autor

Luego de calcular las rigideces en cada piso para cada dirección de análisis se procedió a verificar si existe irregularidad de rigidez.

Tabla 62

Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X

Story	Ki	<	70% Ki+1	Ki	<	$80\%(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3$
Story6	64086903			64086903		
Story5	115573936	No cumple	44860832	115573936		
Story4	150251320	No cumple	80901755	150251320		
Story3	186110333	No cumple	105175924	186110333	No cumple	87976576
Story2	242270258	No cumple	130277233	242270258	No cumple	120516157
Story1	388338809	No cumple	169589180	388338809	No cumple	154301843

Elaborado por: el autor

Tabla 63

Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y

Story	Ki	<	70% Ki+1	Ki	<	$80\%(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3$
Story6	77152036			77152036		
Story5	135338281	No cumple	54006425	135338281		
Story4	176674771	No cumple	94736797	176674771		
Story3	218193964	No cumple	123672340	218193964	No cumple	103777357
Story2	283817018	No cumple	152735775	283817018	No cumple	141388538
Story1	455450014	No cumple	198671913	455450014	No cumple	180982868

Elaborado por: el autor

En las tablas se observa que la edificación no presenta irregularidad de rigidez en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

b) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Del mismo modo que para el análisis estático se verifico si la edificación presenta irregularidad de resistencia.

Tabla 64

Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección X

Story	V_i	<	$80\% V_{i+1}$
	kgf		kgf
Story6	84210		
Story5	162959	No cumple	67368
Story4	220869	No cumple	130367
Story3	262974	No cumple	176696
Story2	291451	No cumple	210379
Story1	306399	No cumple	233161

Elaborado por: el autor

Tabla 65

Verificación de irregularidad de resistencia en la dirección Y

Story	V_i	<	$80\% V_{i+1}$
	kgf		kgf
Story6	89805		
Story5	169308	No cumple	71844
Story4	227380	No cumple	135447
Story3	269688	No cumple	181904
Story2	298859	No cumple	215750
Story1	314261	No cumple	239087

Elaborado por: el autor

De las tablas se puede observar que la edificación no presenta irregularidad de resistencia en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

c) Irregularidad de Masa o Peso

No es necesario verificar nuevamente la irregularidad de masa o peso porque fue previamente verificada para el análisis sísmico estático y las masas no varían para el análisis sísmico dinámico. Por lo tanto, se concluye que no se presenta irregularidad de masa o peso.

d) Irregularidad Torsional

Del mismo modo que para el análisis estático se verifico si la edificación presenta irregularidad torsional.

Tabla 66

Verificación de irregularidad torsional en la dirección X

Story	Load Case/Combo	Avg Drift	Max Drift	Max Drift*0.75R	>	50%*0.005
Story6	SXdinamico Max	0.000182	0.00022	0.000660	No Cumple	0.0025
Story5	SXdinamico Max	0.000200	0.000242	0.000726	No Cumple	0.0025
Story4	SXdinamico Max	0.000208	0.000252	0.000756	No Cumple	0.0025
Story3	SXdinamico Max	0.000200	0.000241	0.000723	No Cumple	0.0025
Story2	SXdinamico Max	0.000169	0.000205	0.000615	No Cumple	0.0025
Story1	SXdinamico Max	0.000105	0.000126	0.000378	No Cumple	0.0025

Elaborado por: el autor

Tabla 67

Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Avg Drift	Max Drift	Max Drift*0.75R	>	50%*0.005
Story6	SYdinamico Max	0.000175	0.000191	0.000573	No Cumple	0.0025
Story5	SYdinamico Max	0.000187	0.000204	0.000612	No Cumple	0.0025
Story4	SYdinamico Max	0.000193	0.000211	0.000633	No Cumple	0.0025
Story3	SYdinamico Max	0.000185	0.000202	0.000606	No Cumple	0.0025
Story2	SYdinamico Max	0.000157	0.000172	0.000516	No Cumple	0.0025
Story1	SYdinamico Max	0.000097	0.000106	0.000318	No Cumple	0.0025

Elaborado por: el autor

En las tablas mostradas se observa que la edificación no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de análisis X e Y.

5.3 Resultados del Análisis Pushover

Se muestran los resultados obtenidos del análisis Pushover aplicado a la edificación de estudio.

5.3.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad fue calculada por el programa ETABS luego de modelar la estructura asignando rótulas plásticas a los elementos, indicando las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales y definiendo los casos de carga no lineales.

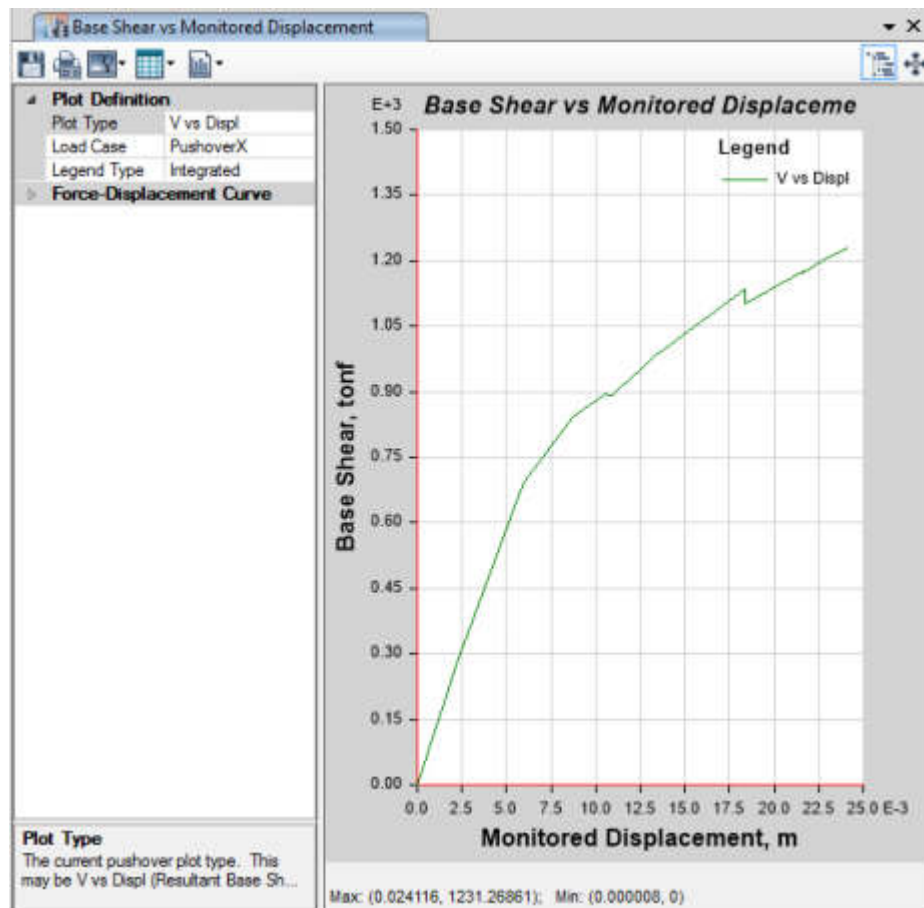


Figura 72. Curva de capacidad del edificio
Fuente: ETABS

Se puede observar que el desplazamiento máximo para la curva Pushover es de 2.41cm debido a una fuerza cortante de 1231.26Tn.

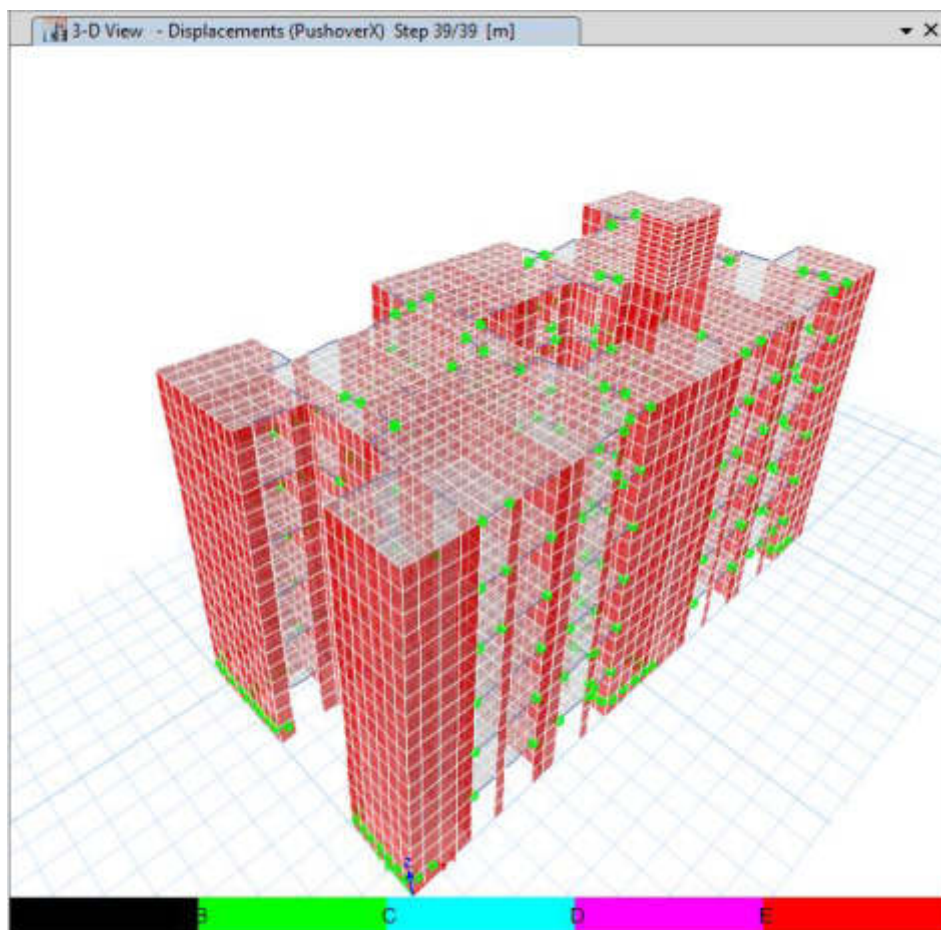


Figura 73. Rotulas plásticas generadas en el edificio

Fuente: ETABS

En la figura se pueden observar las rótulas plásticas generadas en la estructura, se generaron principalmente en la base de los muros y las vigas.

5.3.2 Punto de desempeño

El punto de desempeño fue calculado automáticamente por el programa según el método de linearización equivalente indicado en la norma FEMA 440.

Para que el programa calcule el punto de desempeño se ingresó el espectro de demanda con factor $R=1$ calculado previamente.

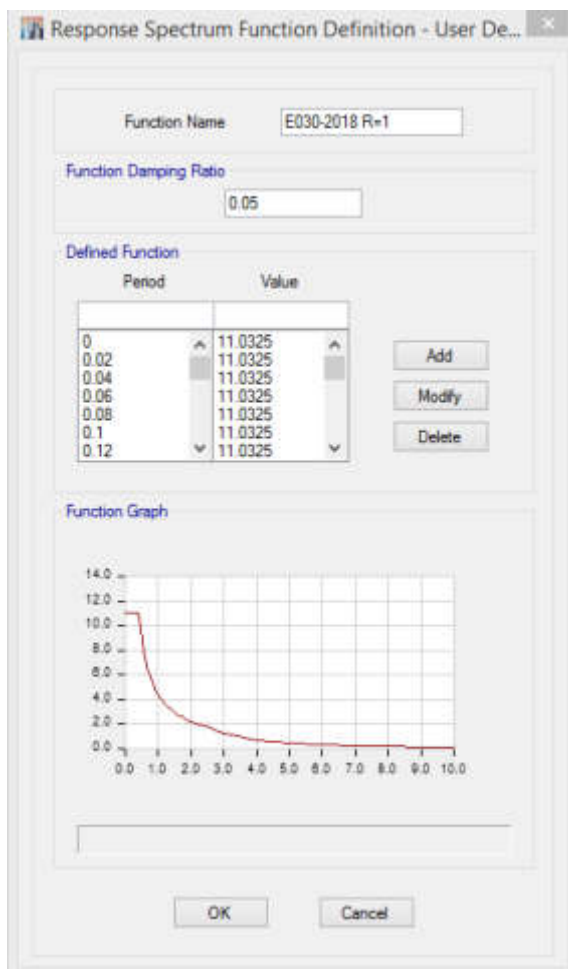


Figura 74. Espectro de diseño con R=1 ingresado en ETABS

Fuente: ETABS

Entonces se seleccionó el espectro ingresado como espectro de demanda con un factor $SF(m/sec^2)$ de 1, debido a que ya consideré la aceleración de gravedad en el cálculo del espectro.

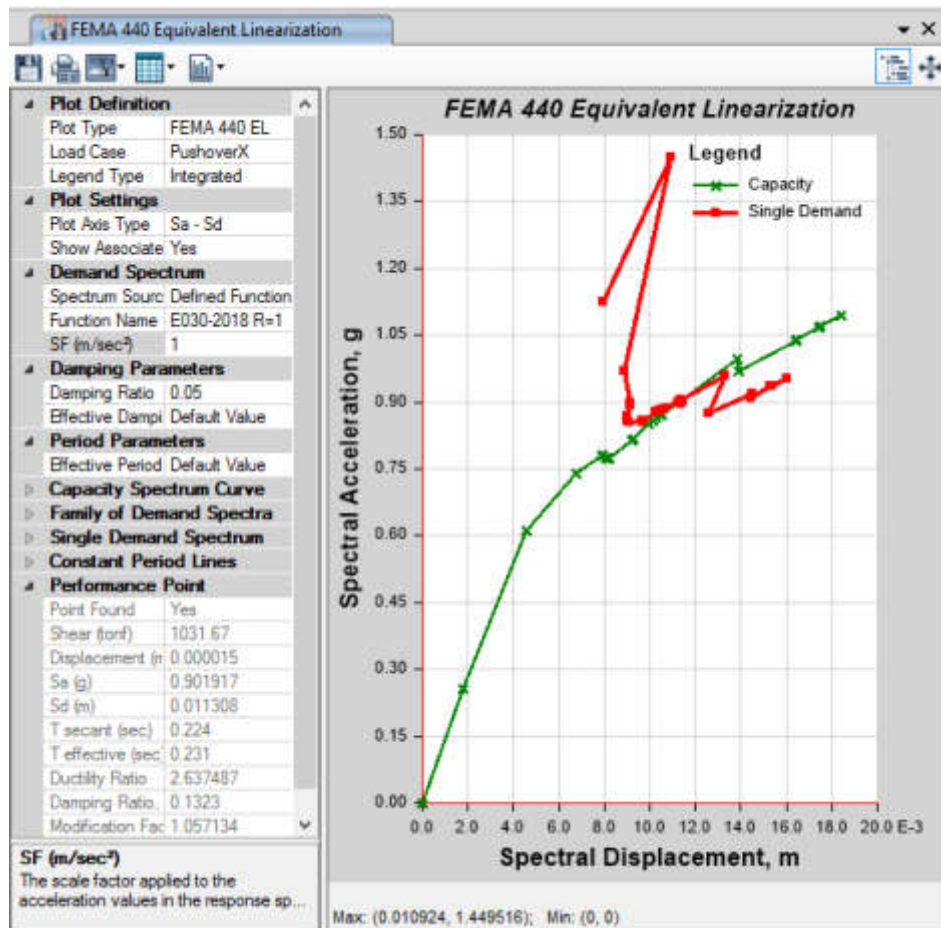


Figura 75. Punto de desempeño ubicado en el gráfico de espectro de capacidad y espectro de demanda

Fuente: ETABS

Se determinó el punto de desempeño para una fuerza cortante de 1031.67Tn y un desplazamiento aproximado de 1.5cm.

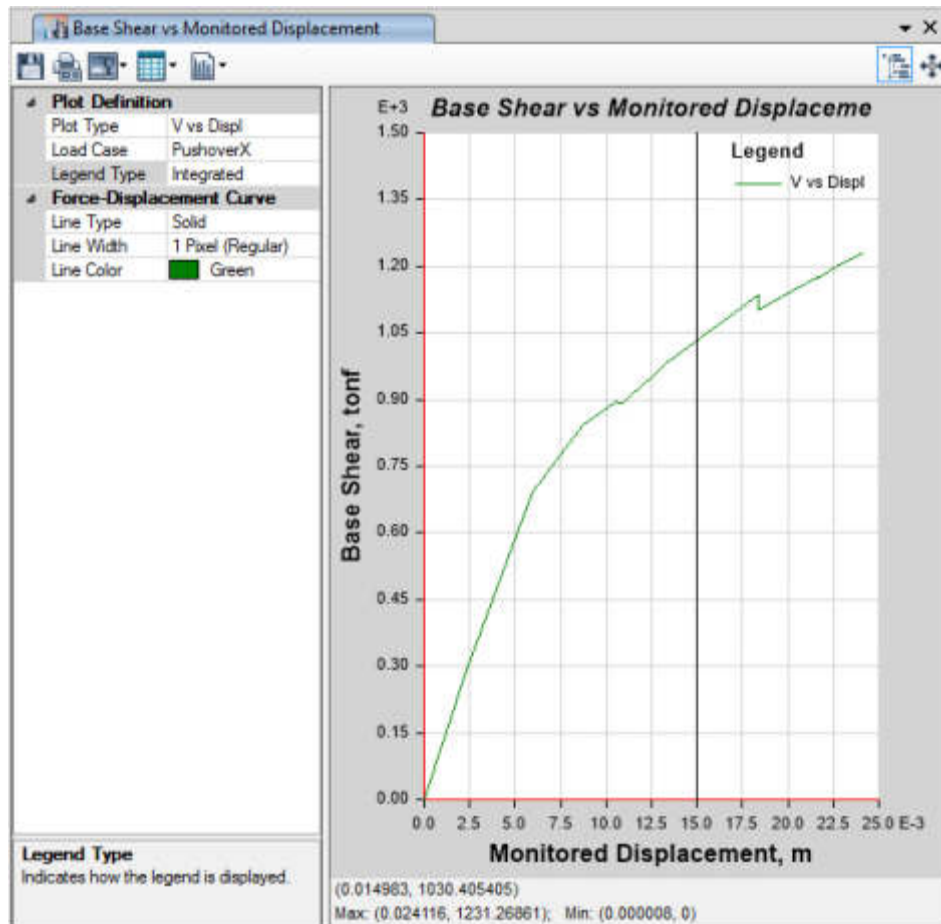


Figura 76. Punto de desempeño ubicado en la curva de capacidad

Fuente: ETABS

5.3.3 Desempeño de la estructura

El programa ETABS calculó la curva bilineal correspondiente a la curva Pushover y se determinó un punto de fluencia $D_y=0.629\text{cm}$, en el gráfico también se puede observar el desplazamiento máximo $D_u=2.412\text{cm}$.

Se calculó la ductilidad de la estructura dividiendo es desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia obteniendo una ductilidad de 3.83.

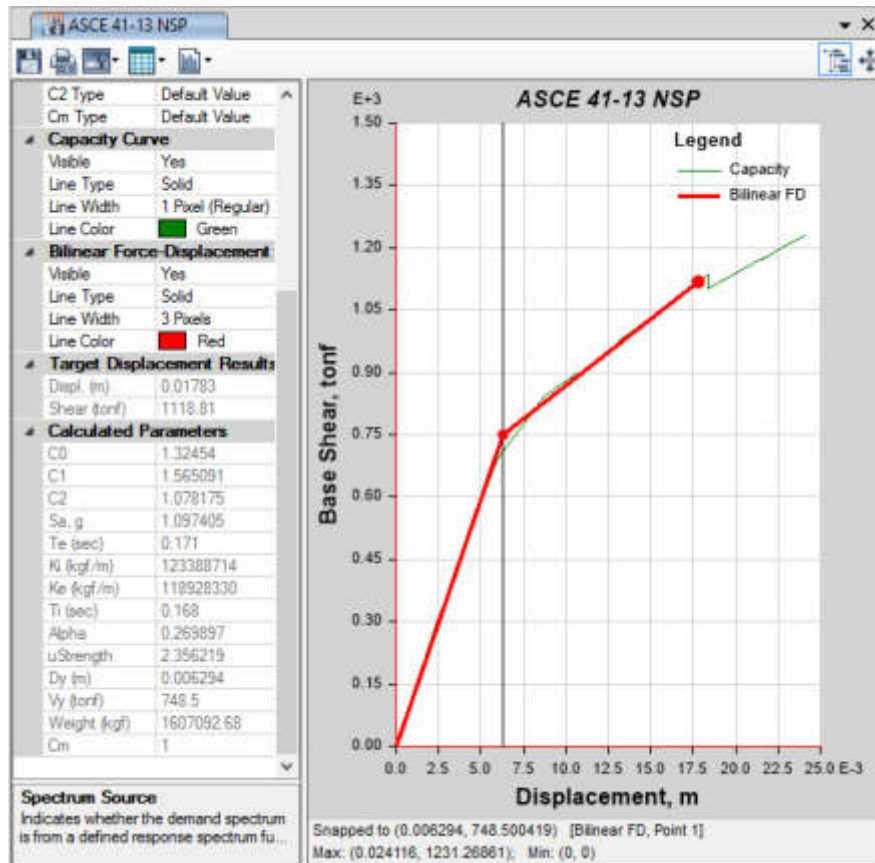


Figura 77. Curva bilineal de la curva de capacidad

Fuente: ETABS

Conociendo los puntos D_y y D_u se procedió a definir la sectorización de la curva Pushover para determinar las zonas: operacional, seguridad, pre-colapso y colapso.

Tabla 68

Rangos en la curva de capacidad para los niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Rangos (cm)		Desplazamiento (cm)
Totalmente operacional	$\Delta_{elástico}$	0.6290	0.6290
Operacional	$0.3\Delta_{inelástico}$	0.5349	1.1639
Seguridad	$0.3\Delta_{inelástico}$	0.5349	1.6988
Pre-colapso	$0.2\Delta_{inelástico}$	0.3566	2.0554
Colapso	$0.2\Delta_{inelástico}$	0.3566	2.4120
	Σ	2.4120	

Elaborado por: el autor

El punto de desempeño se ubica a 1.5cm por lo tanto se encuentra en dentro del rango de seguridad de vida.

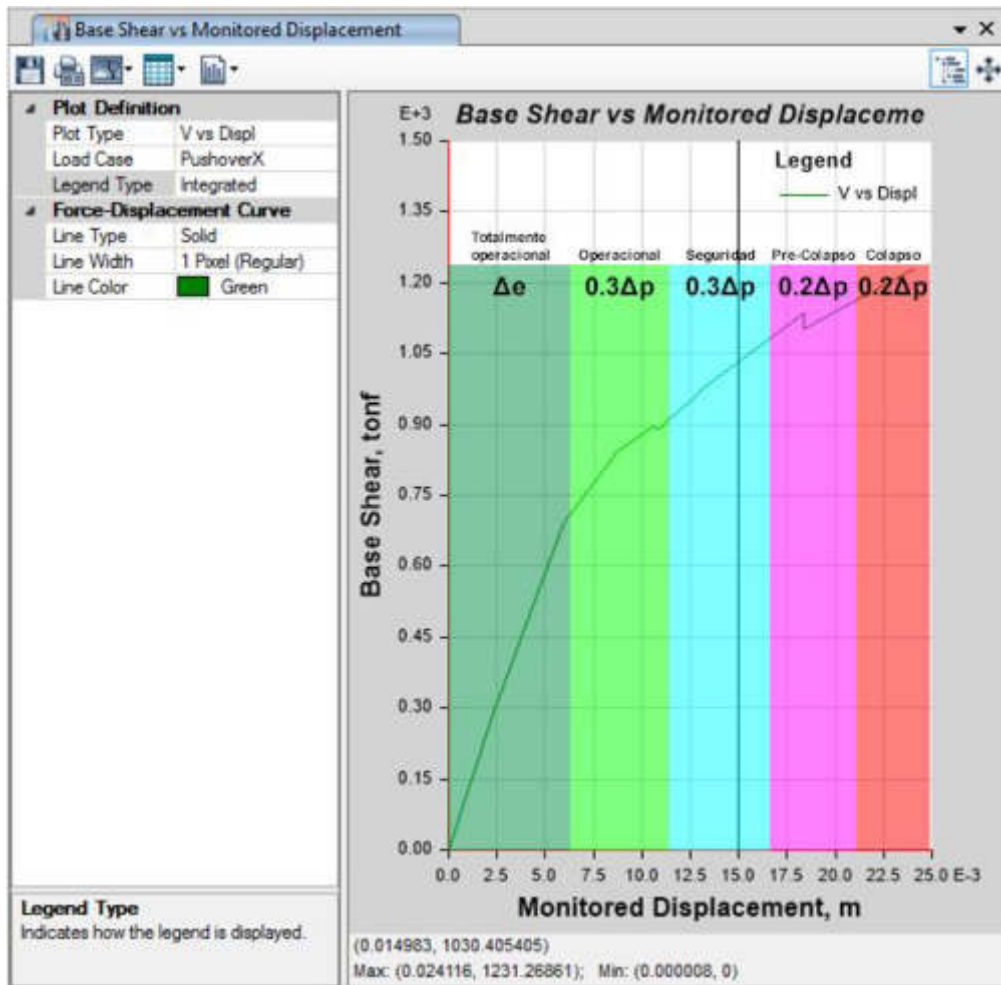


Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad y ubicación del punto de desempeño

Fuente: ETABS

CONCLUSIONES

Luego de realizar los análisis sísmicos a la edificación y compararlos con las normas se presentan las siguientes conclusiones.

1. En base a los resultados obtenidos del análisis sísmico estático según la norma E.030 del 2018, se concluye que el edificio no excede el límite de deriva $\Delta_i/h_{ei} < 0.005$ establecido para edificios construidos por el sistema estructural de muros de ductilidad limitada. También se determina que la edificación no presenta irregularidades en planta ni irregularidades en altura. Además, se observa que el edificio es bastante rígido para ambas direcciones del análisis.
2. En base a los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico según la norma E.030 del 2018, se concluye que el edificio no excede el límite de deriva $\Delta_i/h_{ei} < 0.005$ establecido para edificios construidos por el sistema estructural de muros de ductilidad limitada. También se determina que la edificación no presenta irregularidades en planta ni irregularidades en altura. Además, se observa que el edificio es bastante rígido para ambas direcciones del análisis.
3. En base a los resultados obtenidos del análisis no lineal Pushover según la norma ATC-40, se concluye que el punto de desempeño se encuentra en la zona de la curva capacidad de seguridad de vida, y los elementos no tienen una gran incursión en el rango inelástico.

RECOMENDACIONES

A partir del desarrollo del modelado y el análisis sísmico a la edificación, se obtienen las siguientes recomendaciones.

1. Modelar la losa aligerada como ribbed toma en consideración la rigidez aportada por el sentido de las viguetas lo cual brinda resultados más cercanos a la realidad, sin embargo, es necesario asignar la carga muerta correspondiente a los ladrillos de techo.
2. Discretizar los muros en el modelamiento de la estructura permite obtener resultados más precisos, además se observó que los desplazamientos tienen un ligero aumento cuando se modela con muros discretizados.
3. Al hacer un modelado con elementos fibra se obtienen resultados más precisos respecto al modelado con cuantía equivalente para la definición de las rótulas plásticas en los muros, sin embargo, el modelado es más complicado.
4. Al determinar la coordenada de las fibras adicionales correspondientes al acero corrugado se deberá tomar en cuenta la dirección de los ejes locales debido a que las fibras de los Wall Hinges están en función de estos ejes y pueden generar variaciones en los resultados, estos ejes

pueden estar invertidos en caso de haber modelado usando la herramienta mirror.

5. Realizar un análisis no lineal tiempo-historia permitirá tener resultados más precisos sobre el comportamiento estructural de los edificios de muros de ductilidad limitada, esto debido a que se considera la pérdida de rigidez de los muros debido a los lazos histeréticos generados al aplicar las aceleraciones del terreno.

FUENTES BIBLIOGRÁFICAS

- Alcántara, M. y Nalvarte C. (2016). Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón "Monoblock" del instituto nacional de salud del niño (Breña-Lima) (Tesis de pregrado). Universidad de San Martín de Porres. Lima, Perú.
- ATC-40 (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building". 2 vol, Applied Technology Council. Redwook City, California.
- ASCE 41-13 (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. Virginia, Estados Unidos.
- Asociación Nacional de Transformadores de Acero A.C. (2008) Construcción de Techos Sistema Vigueta y Bovedilla Autoconstrucción. México
- ASTM International. (2015). ASTM A615/A615M–15a Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement. Pensilvania, Estados Unidos.
- Delgadillo, J. (2005). Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030 (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Delgado, R. y Rodríguez, C. (2006). Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency & American Society of Civil Engineers. Washington, Estados Unidos.

- FEMA 440 (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency & Applied Technology Council (ATC-55 Project). Washington, Estados Unidos.
- Fustamante, E. (2018). Ingeniería sísmica basada en desempeño aplicado a la norma E.030-2018 para el diseño de una edificación multifamiliar de 12 niveles con 3 sótanos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores (Tesis de pregrado). Universidad de San Martín de Porres. Lima, Perú.
- Huaco, G. (2018). Comentarios sobre uso de sistemas de baja ductilidad en Perú. Congreso Latinoamericano Resiliencia Sísmica de las Edificaciones Sistemas constructivos de alta y baja ductilidad, Guatemala, Guatemala.
- Mander, J., Priestley, M., Park, R., Fellow y ASCE. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. University of Western Ontario. Ontario, Canadá.
- Muñoz, A. (2005). Diseño de edificaciones de ductilidad limitada en el Perú. Servicio Nacional de Normalización, II Encuentro de Actualización en Ingeniería Civil. Lima, Perú.
- Navarro, C. y Fernández, J. (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Nawy, E. (1988). Concreto Reforzado: Un enfoque básico. University of California. Prentice-Hall Hispanoamericana. California, Estados Unidos.
- Nilson, A. (1999) Diseño de Estructuras de Concreto. MacGraw-Hill INTERAMERICANA, S.A..Bogotá, Colombia.
- Palomino, H. (2016). Manual de análisis estático y dinámico NTE E.030 Diseño Sismorresistente – Perú. Cajamarca, Perú.
- Paredes, M. (2016). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.

- Piedrahita, I. (2018). Análisis sísmico de edificios a base de muros estructurales de concreto reforzado con diferente confinamiento en sus elementos de borde (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México.
- SENCICO (2013). Memoria Descriptiva del SCNC “Sistema de Losas Aligeradas Alitec”, con las limitaciones de uso. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
- SENCICO (2013). Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.030 Diseño Sismo resistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
- SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.030 Diseño Sismo resistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2006). Norma E.020 Cargas. Lima.
- Rico, A., Carrillo, J. y Alcocer S. (2011). Propiedades mecánicas de la malla de alambre soldado disponible en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. Instituto de Ingeniería UNAM. Ciudad de México, México.
- Rodríguez, M. (2016). Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

FUENTES ELECTRÓNICAS

- Aceros Arequipa (2018). Fierro Corrugado ASTM A615-GRADO 60. Recuperado de <http://www.acerosarequipa.com/informacion-corporativa/productos/barras-de-construccion/detalle/article/fierro-corrugado-astm-a615-grado-60/chash/c6d33859632f417ec0cb49902a6a0223.html>
- Blanco, A. (2008). Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño. Recuperado de https://www.institutoconstruir.org/centrocivil/concreto%20armado/Edificios_de_muros_delgados_de_concreto.pdf
- Corinca (2018). Malla electro soldada. Hoja técnica. Recuperado de <https://Corinca.com/malla-electro-soldada/>
- Diccionario de Arquitectura y Construcción. (2018). Definiciones y traducciones. Recuperado de <http://www.parro.com.ar>
- Prodac y Bekaert. (2018) Catálogo Building Técnico. Recuperado de <https://prodac.bekaert.com/es-MX/la-empresa/biblioteca-de-catalogos-y-tripticos>
- Vizconde, A. (2015). Muros de ductilidad limitada - Entrevista al Dr. Genner Villareal. Edificaciones de calidad. Recuperado de <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>

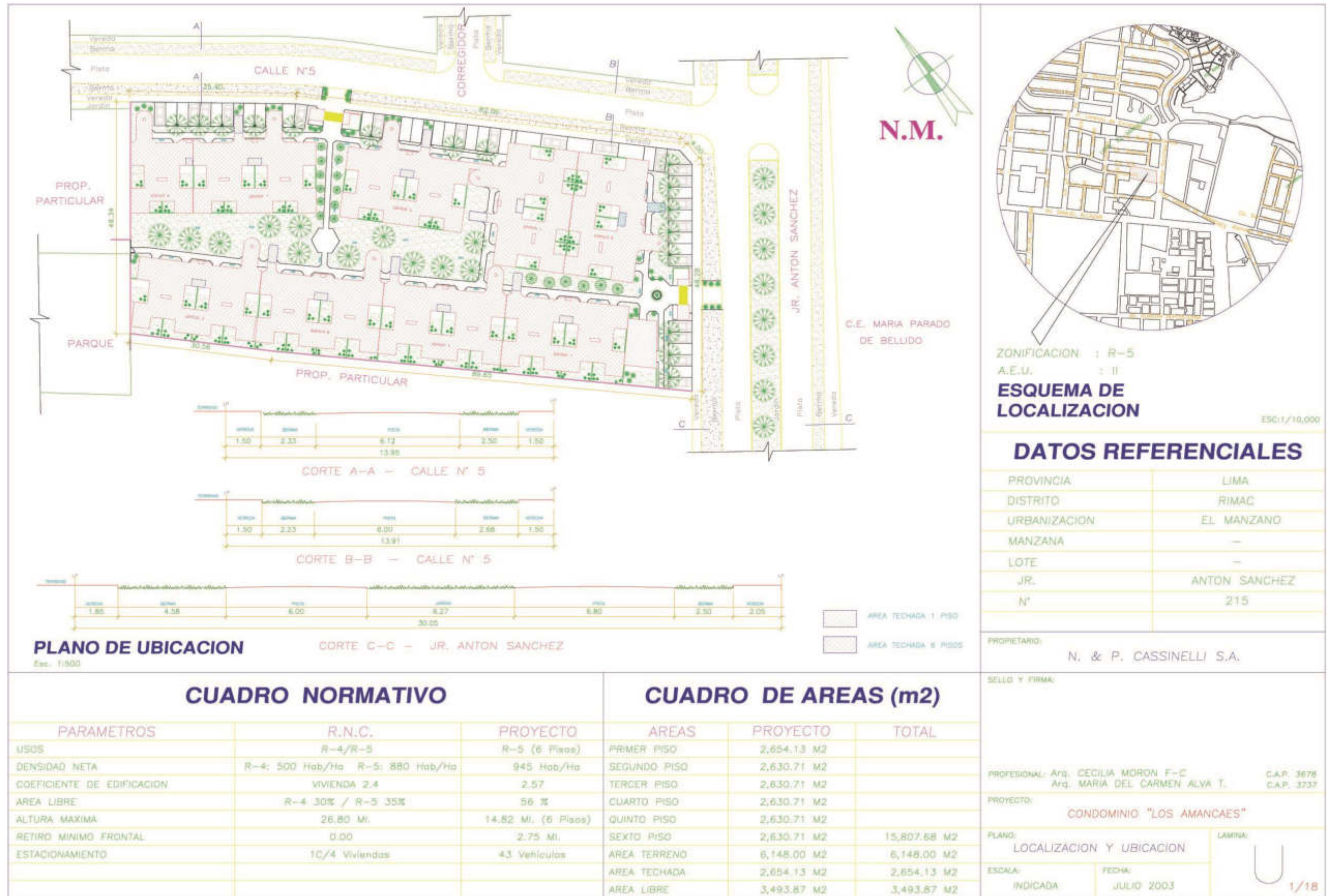
ÍNDICE DE ANEXOS

	Página
Matriz de Consistencia	138
Plano de Localización y Ubicación	139
Plano de Distribución General	140
Plano de Arquitectura	141
Plano de Elevaciones	142
Plano de Estructuras E-01	143
Plano de Estructuras E-02	144
Plano de Estructuras E-03	145
Plano de Estructuras E-04	146

Matriz de Consistencia

Problema	Objetivos	Hipótesis	Operacionalización de las variables			Bases teóricas	Metodología				
			Variables	Indicadores	Índices						
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Independiente			Antecedentes Nacionales	Tipo de investigación				
¿Cuál es el comportamiento estructural aplicando la norma de diseño sismorresistente E.030 2018 y el análisis Pushover en un edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?	Evaluar la aplicación de la Norma Sismorresistente E.0303 2018 y Análisis Pushover en edificaciones de muros de ductilidad limitada de 6 pisos en distrito Rímac-Lima-Perú	Los resultados obtenidos del análisis sísmico aplicando la norma E.030 2018 y el análisis pushover revelan un buen comportamiento estructural en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima	Análisis según la Norma Sismorresistente E.030 2018	Altura del edificio	h_n	<ul style="list-style-type: none"> ● Delgado, R. y Rodríguez, C. (2006). <i>Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada</i>. Se describe los problemas y deficiencias durante la construcción de un edificio de muros de ductilidad limitada además se hace un estudio por el método Delphi que consiste en hacer encuestas a expertos para determinar los posibles daños que sufriría un edificio de muros de ductilidad limitada. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Orientación: Aplicada ● Enfoque: Cuantitativo ● Tipo: Descriptivo ● Diseño: Observacional, Retrospectivo, Longitudinal 				
				Zonificación sísmica	Z						
				Tipo de suelo	S						
				Sistema Estructural	R_0 C_T						
				Categoría y uso de la edificación	U						
				Irregularidades en la edificación	I_a I_p						
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis específicas	Análisis Pushover	Nivel de desempeño estructural	SP-n	<ul style="list-style-type: none"> ● Delgadillo, J. (2005). <i>Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030</i>. Muestra el procedimiento para realizar un análisis no lineal estático Pushover según la norma ATC-40 y E.030 a una estructura de 5 pisos compuesta por pórticos y muros de concreto. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Realizar un análisis sísmico estático según la norma E.030. ● Realizar un análisis sísmico dinámico según la norma E.030. ● Generar la curva de capacidad de la estructura modelada con rótulas plásticas y cargas incrementales. ● Elaborar el espectro de capacidad que proviene de la curva de capacidad. ● Elaborar el espectro de demanda tomando el espectro de pseudo aceleraciones de la norma E.030. ● Determinar el punto de desempeño y el nivel de daño 				
¿Cuál es la deriva de entrepiso obtenida del análisis estático aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima?	Evaluar la norma E.030 2018 para la determinación de la deriva de entrepiso obtenida del análisis estático en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima	La deriva de entrepiso obtenida del análisis estático aplicando la norma E.030 2018 en el edificio de muros de ductilidad limitada de 6 pisos ubicado en el distrito de Rímac-Lima está dentro de los límites permisibles $(\Delta_i/h_{ei}) < 0.005$						Nivel de desempeño no estructural	NP-n	Antecedentes Internacionales	
										Nivel de amenaza sísmica	SE DE ME
				Realiza un análisis no lineal a un edificio de muros de concreto reforzado en Ciudad de México. Plantean 2 modelos uno correctamente según la norma NTCC y otro realizado un mal diseño en el acero de confinamiento de elementos de borde de los muros debido a una errónea interpretación de la norma.							
				Dependiente		<ul style="list-style-type: none"> ● Zhang, P., Restrepo, J., Conte, J. y Ou, J. (2017). Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake. Se realizan análisis no lineales aplicando diversos métodos y programas para determinar las posibles causas del colapso del edificio Alto Rio debido al sismo de Chile de 2010. 					
				Comportamiento estructural	Fuerza Cortante en la base	V		<ul style="list-style-type: none"> ● Muros de ductilidad limitada ● Análisis sísmico lineal ● Análisis sísmico no lineal ● Rotulas plásticas ● Niveles de desempeño de una edificación 			
			Derivas de entrepiso		Δ_i / h_{ei}						
			Restricción de irregularidades		I_a I_p						
			Curva de capacidad		V D						
			Ductilidad		D_y D_u						
			Punto de desempeño		a_{pi} d_{pi}						
			Rotulas plásticas en los elementos estructurales	IO LS CP							

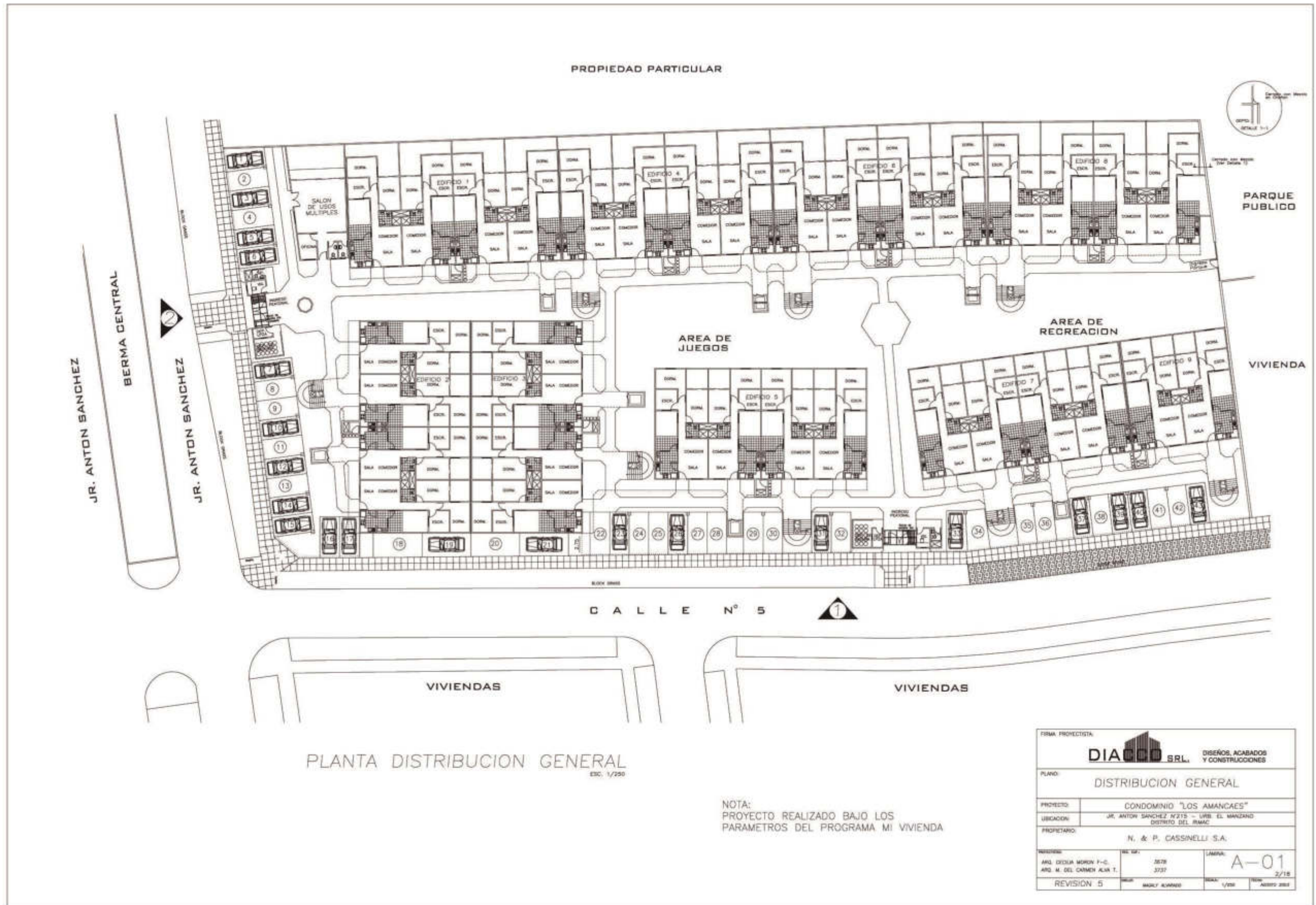
Plano de Localización y Ubicación



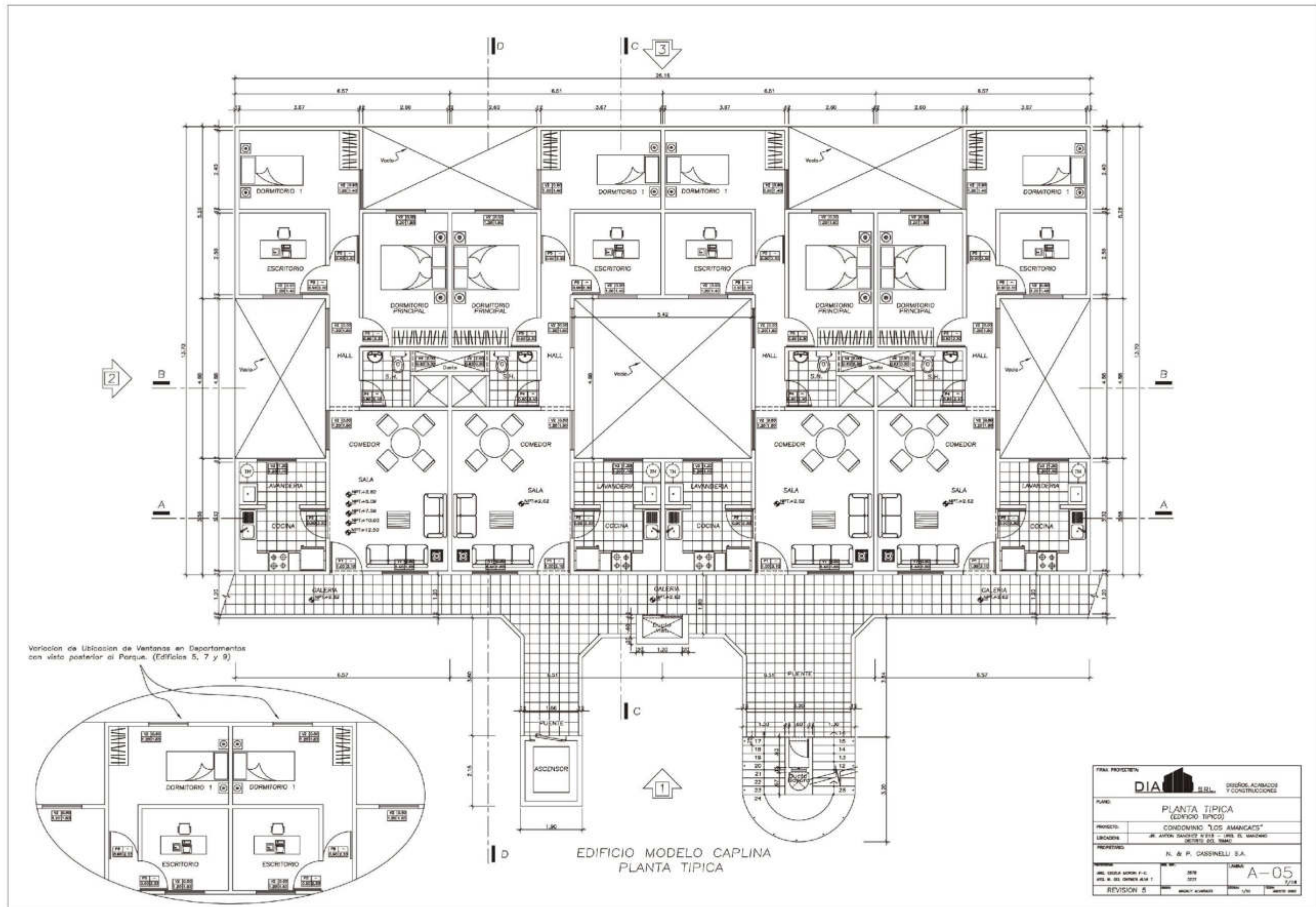
PLANO DE UBICACION Esc. 1/500

CUADRO NORMATIVO			CUADRO DE AREAS (m2)		
PARAMETROS	R.N.C.	PROYECTO	AREAS	PROYECTO	TOTAL
USOS	R-4/R-5	R-5 (6 Pisos)	PRIMER PISO	2,654.13 M2	
DENSIDAD NETA	R-4: 500 Hab/Ha R-5: 880 Hab/Ha	945 Hab/Ha	SEGUNDO PISO	2,630.71 M2	
COEFICIENTE DE EDIFICACION	VIVIENDA 2.4	2.57	TERCER PISO	2,630.71 M2	
AREA LIBRE	R-4 30% / R-5 35%	56 %	CUARTO PISO	2,630.71 M2	
ALTURA MAXIMA	26.80 Mt.	14.82 Mt. (6 Pisos)	QUINTO PISO	2,630.71 M2	
RETIRO MINIMO FRONTAL	0.00	2.75 Mt.	SEXTO PISO	2,630.71 M2	15,807.68 M2
ESTACIONAMIENTO	1C/4 Viviendas	43 Vehiculos	AREA TERRENO	6,148.00 M2	6,148.00 M2
			AREA TECHADA	2,654.13 M2	2,654.13 M2
			AREA LIBRE	3,493.87 M2	3,493.87 M2

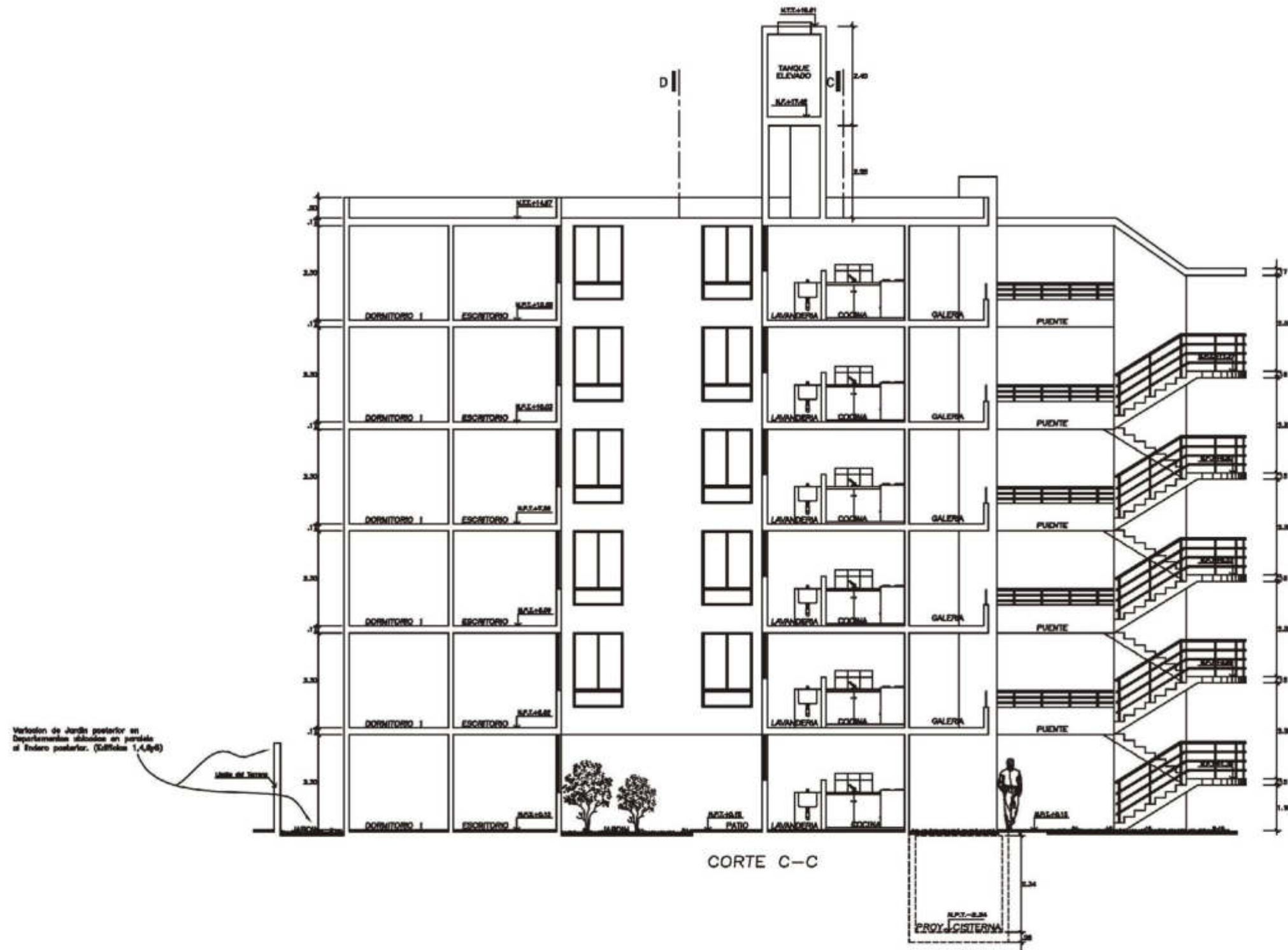
Plano de Distribución General



Plano de Arquitectura

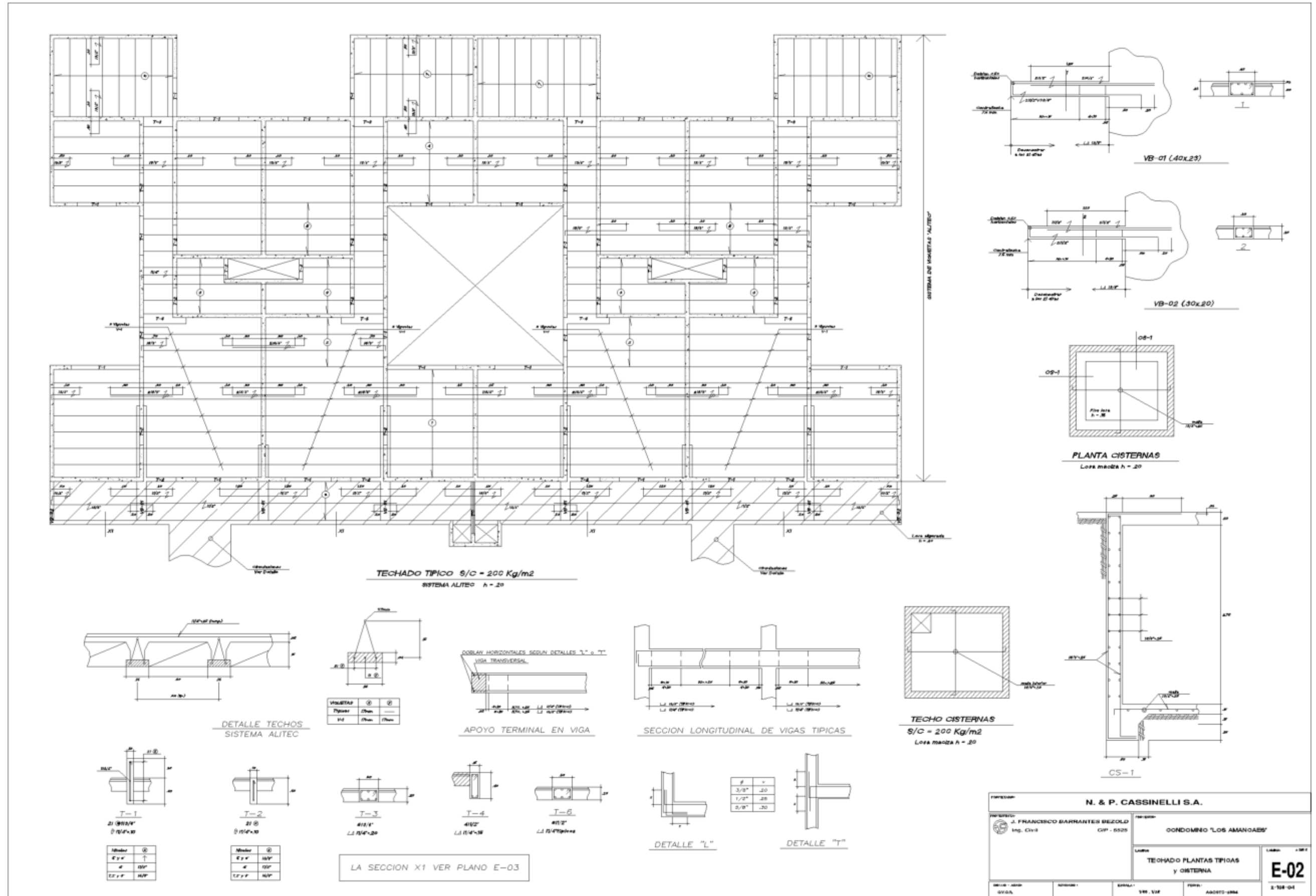


Plano de Elevaciones

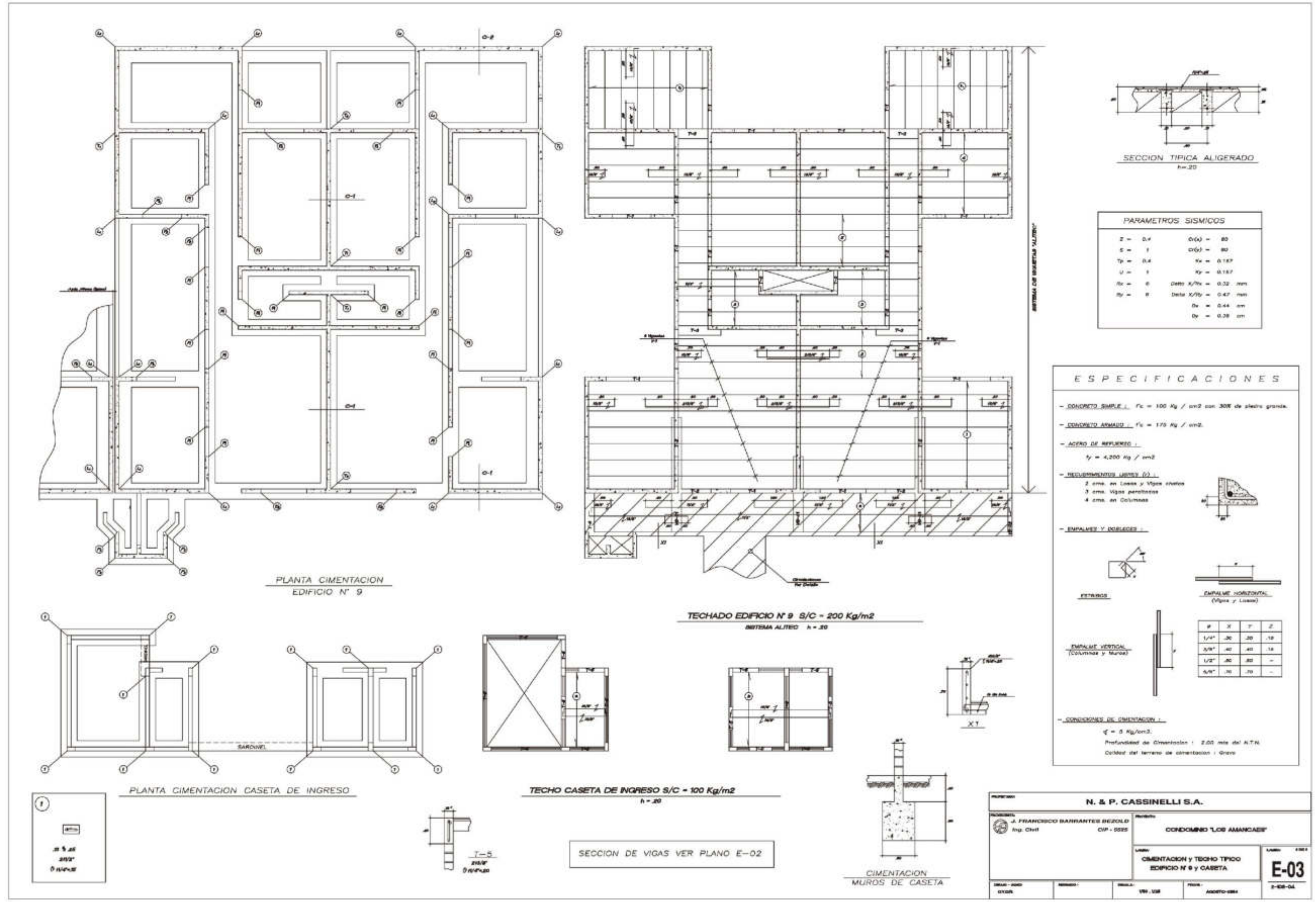


CORTE C-C (EDIFICIO TIPO)	
PROYECTO:	CONDOMINIO "LOS AMARCAES"
UBICACION:	AV. JUAN BARRAL 1111 - ZONA "EL URUGUAY"
PROYECTADO:	H. & P. CASINELLI S.A.
PROYECTADO POR:	ING. H. CASINELLI S.A.
PROYECTADO EN:	1978
PROYECTADO EN:	1978
REVISION 5	A-11

Plano de Estructuras E-02



Plano de Estructuras E-03



Plano de Estructuras E-04

