



**UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS
Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**Diseño estructural de un edificio de dieciocho niveles y verificación del
desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal**

**Para optar el título profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Autor

Bach. Ayay Fernandez, Borys Jhoao

Asesor

Mg. Ing. Serrano Zelada, Ovidio

Lambayeque – Perú

2024



**UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS
Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Diseño estructural de un edificio de dieciocho niveles y verificación del
desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal**

Miembro del jurado:

**Dr. Ing. Farías Feijoo, Juan Hernan
Presidente**

**Ing. Ramos Chimpen, Jorge
Secretario**

**Dr. Ing. Capuñay Capuñay Yrma del Carmen
Vocal**

Lambayeque – Perú
2024



**UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS
Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Diseño estructural de un edificio de dieciocho niveles y verificación del
desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal**

Presentado por:

Bach. Ayay Fernandez, Borys Jhoao

Autor

Mg. Ing. Serrano Zelada, Ovidio

Asesor

Lambayeque – Perú
2024

DEDICATORIA

A mis queridos padres, Brisalina y Benigno, cuyo amor y apoyo han sido fundamentales para alcanzar esta meta.

A mis hermanos, Kotty Marilyn y Jhoan Paolo.

AGRADECIMIENTO

A “Dios” por cuidarme a lo largo de mi vida y por darme la oportunidad de seguir aprendiendo.

A toda mi familia, en especial a mis padres Brisalina y Benigno y hermanos Kotty Marilyn y Jhoan Paolo, por su cariño y apoyo en todo momento de mi vida.

Un agradecimiento especial al hermano que me regalo la vida, Edinson Yair, por sus consejos y aportes.

RESUMEN

A lo largo de la historia, los sismos han causado pérdidas significativas en vidas humanas y daños materiales. En el caso particular del Perú y su costa, una región de alta sismicidad, es crucial que las edificaciones garanticen la seguridad de las personas y minimicen los daños estructurales. El diseño tradicional no es suficiente para lograr este objetivo, por lo que es necesario emplear diseños basados en el desempeño sísmico, este permite que las estructuras puedan resistir los efectos de un sismo y garantizar su operatividad después del evento.

La metodología de diseño utilizada en este estudio se basa en el desempeño o comportamiento sísmico de un edificio de 7 sótanos y 18 pisos ubicado en la ciudad de Lima, Perú.

La edificación está compuesta de un sistema de muros estructurales. Al cual se realizó un análisis de diseño sismorresistente con la NTE E.030 y se procedió a diseñar los elementos que lo conforman, como, vigas, columnas y muros de corte, usando la NTE E.060, dando como resultado los planos de estructuras en el anexo 2.

Las propiedades lineales y no lineales de los materiales y las secciones de los elementos estructurales se incorporarán a un modelo matemático tridimensional utilizando el software etabs v.18. Luego, se llevará a cabo un análisis sísmico estático no lineal o pushover siguiendo la metodología establecida en la guía del ASCE/SEI 41-17. Este estudio implica el uso de una fuerza lateral monotónica para llevar la estructura al rango plástico, lo que permitirá obtener la curva de capacidad y resultados a nivel global y local de la estructura.

La determinación del punto de desempeño de la estructura se realizará mediante el método de los coeficientes. Y para concluir, se llevará a cabo la evaluación del desempeño sísmico de acuerdo con los objetivos recomendados por el ASCE/SEI 41-17.

Palabras claves: *Análisis Estático No Lineal, Muros estructurales, Modelos Constitutivos, Desempeño sísmico, Pushover, Método de los Coeficientes.*

ABSTRACT

Throughout history, earthquakes have caused significant loss of life and property damage. In the particular case of Peru and its coast, a region of high seismicity, it is crucial that buildings guarantee the safety of people and minimize structural damage. Traditional design is not enough to achieve this objective, so it is necessary to use designs based on seismic performance, which allows structures to resist the effects of an earthquake and guarantee their operability after the event.

The design methodology used in this study is based on the seismic performance or behavior of a 7-basement, 18-story building located in the city of Lima, Peru.

The building is composed of a structural wall system. A seismic-resistant design analysis was carried out using NTE E.030 and the elements that make up the system, such as beams, columns and shear walls, were designed using NTE E.060, resulting in the structural drawings in Annex 2.

The linear and nonlinear properties of the materials and the cross-sections of the structural elements will be incorporated into a three-dimensional mathematical model using etabs v.18 software. Then, a nonlinear static seismic or pushover seismic analysis will be performed following the methodology established in the ASCE/SEI 41-17 guide. This study involves the use of a monotonic lateral force to bring the structure to the plastic range, which will allow obtaining the capacity curve and results at the global and local level of the structure.

The determination of the performance point of the structure will be carried out using the coefficient method. And to conclude, the evaluation of the seismic performance will be carried out according to the objectives recommended by ASCE/SEI 41-17.

Keywords: *Nonlinear Static Analysis, Structural Walls, Constitutive Models, Seismic Performance, Pushover, Method of Coefficients.*

ÍNDICE

1. CAPITULO I. MARCO INTRODUCTORIO.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	1
1.2.1 Antecedentes Internacionales	1
1.2.2 Antecedentes Nacionales.....	2
1.3 Realidad problemática	4
1.4 Formulación de la pregunta de investigación	4
1.5 Hipótesis.....	4
1.6 Objetivos	5
1.6.1 Objetivo general	5
1.6.2 Objetivos específicos.....	5
1.7 Justificación e importancia.....	5
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 Ingeniería basada en desempeño	6
2.1.1 Niveles de desempeño	6
2.1.1.1 Niveles y rangos de desempeño estructural.	7
2.1.1.2 Niveles de desempeño no estructural.	7
2.1.1.3 Denominación de los Niveles de Desempeño del edificio objetivo	8
2.1.2 Objetivos de desempeño	9
2.1.3 Niveles de amenaza sísmica	11
2.1.4 Espectro de demanda Sísmica.....	12
2.2 Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales	12
2.2.1 Comportamiento no linealidad geométrica	12
2.2.2 Modelo para el comportamiento no linealidad de los materiales.....	14
2.2.2.1 Resistencia esperada para los materiales	15
2.2.2.2 Modelo constitutivo para concreto no confinado	15
2.2.2.3 Modelo constitutivo para concreto confinado	18
2.2.2.4 Modelos constitutivos del acero de refuerzo	20
2.2.3 Modelo inelástico para secciones y elementos	22
2.2.3.1 Diagrama momento – curvatura	22
2.2.3.2 Diagrama momento – rotación	23
2.2.3.3 Diagrama simplificado momento – rotación.....	24
2.2.4 Modelo inelástico de los componentes estructurales	24

2.2.4.1	Rotula Plástica	25
2.2.4.1.1	Rigideces efectivas para modelo de rotulas plásticas.....	26
2.2.4.1.2	Rotula plástica para vigas de concreto armado	27
2.2.4.1.3	Rotula plástica para vigas de acoplamiento.....	29
2.2.4.2	Modelo de fibras	30
2.2.4.2.1	Modelo de fibras para columnas y muros de concreto armado.....	30
2.3	Análisis Estático no Lineal	32
2.3.1	Secuencia del análisis pushover	34
2.3.2	Limitaciones del uso	34
2.4	Curva de Capacidad.....	34
2.4.1	Ductilidad	35
2.4.2	Sobrerresistencia.....	36
2.4.3	Punto de desempeño	37
2.4.3.1	Método de los Coeficientes.....	37
2.5	Evaluación del desempeño sísmico.....	41
2.5.1	Límites de aceptabilidad global de la estructura	41
2.5.2	Límites de aceptabilidad de elementos y componentes.....	42
3.	CAPITULO III: METODOLOGÍA	44
3.1	Tip de investigación.....	44
3.2	Diseño de la investigación	44
3.3	Población y Muestra.....	44
3.4	Recopilación de la información	44
3.4.1	Análisis de Información	44
3.4.2	Variables	45
3.5	Variable y Operacionalización	45
4.	CAPITULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO LINEAL SEGÚN NTE E.030.....	46
4.1	Descripción general del edificio objeto de estudio	46
4.2	Análisis Sísmico Estático.....	51
4.2.1	Parámetros sísmicos de la estructura	51
4.2.2	Verificación de Irregularidades	51
4.2.2.1	Irregularidad en altura	51
4.2.2.2	Irregularidad en planta.....	53
4.2.3	Sistema Estructural.....	54

4.3	Análisis dinámico modal espectral	54
4.3.1	Verificación de los desplazamientos laterales	56
4.3.2	Fuerza cortante mínima en la base	57
5.	CAPITULO V: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	58
5.1	Diseño sismorresistente	58
5.2	Diseño de Vigas	59
5.2.1	Diseño por flexión	59
5.2.2	Diseño por corte	62
5.3	Diseño de Columnas	65
5.3.1	Diseño por flexo compresión	65
5.3.2	Diseño por cortante	68
5.3.3	Diseño por capacidad	69
5.4	Diseño de Muros Estructurales	72
5.4.1	Diseño por flexocompresión	72
5.4.2	Diseño por cortante y capacidad	75
6.	CAPITULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL	
	“PUSHOVER”	79
6.1	Modelo analítico no lineal	79
6.2	Propiedades inelásticas de los materiales	79
6.2.1	Concreto:	79
6.2.2	Acero de refuerzo:	82
6.3	Características no lineales de los elementos estructurales	83
6.3.1	Vigas	83
6.3.2	Columnas	84
6.3.3	Muros Estructurales	85
6.4	Modelo inelástico de los componentes estructurales	85
6.4.1	Rotula plástica de plasticidad concentrada	85
6.4.2	Modelo de fibras de plasticidad distribuida	87
6.5	Casos de carga	89
6.6	Patrón de cargas laterales	89
6.7	Resultados del Análisis Pushover	92
6.7.1	Dirección X	92
6.7.1.1	Vigas	93
6.7.1.2	Columnas	94

6.7.1.3	Muros Estructurales	98
6.7.2	Dirección Y	103
6.7.2.1	Vigas	104
6.7.2.2	Columnas.....	105
6.7.2.3	Muros Estructurales	109
6.8	Curva de capacidad y puntos de interés	115
7.	CAPITULO VII: ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO.....	117
7.1	Selección del objetivo de desempeño	117
7.2	Definir los espectros de demanda.....	117
7.3	Método de coeficientes	118
7.3.1	Curvas de capacidad representadas bilinealmente	118
7.3.1.1	Dirección X – Pushover (+)	118
7.3.1.2	Dirección X – Pushover (-)	119
7.3.1.3	Dirección Y – Pushover (+).....	120
7.3.1.4	Dirección Y – Pushover (-)	120
7.3.2	Punto de desempeño	121
7.3.2.1	Dirección X – Pushover (+)	121
7.3.2.2	Dirección X – Pushover (-)	123
7.3.2.3	Dirección Y – Pushover (+).....	125
7.3.2.4	Dirección Y – Pushover (-)	127
7.4	Evaluación del desempeño sísmico.....	129
	CONCLUSIONES	133
	RECOMENDACIONES	135
	REFERENCIAS	136
	ANEXOS.....	138

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Niveles de desempeño propios de una estructura.....	8
Figura 2.2 Efecto $P-\Delta$ y $P-\delta$ en elementos de pórticos.	13
Figura 2.3 Curvas Pushover para una estructura SAC de 20 niveles.	13
Figura 2.4 Efecto $P-\Delta$ sobre la capacidad de colapso mediana. (a) Pórticos resistentes a momentos y (b) Estructura de muro de corte.	14
Figura 2.5 Constitutiva de Hognestad para el concreto no confinado.	16
Figura 2.6 Núcleo de concreto efectivamente confinado de una sección rectangular.....	16
Figura 2.7 Modelo de Mander para el concreto no confinado.	17
Figura 2.8 Modelo de Kent y Park para concreto confinado con estribos rectangulares.....	18
Figura 2.9 Modelo de Mander para el concreto confinado.	19
Figura 2.10 Curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. a) Bilineal, b) Trilineal, c) Endurecimiento parabólico.	20
Figura 2.11 Modelo de Park y Paulay elastoplástico con endurecimiento por deformación.	21
Figura 2.12 Diagrama momento - curvatura típica.....	22
Figura 2.13 Curvatura y rotación de una sección.	23
Figura 2.14 Curvas troncales del modelo idealizado derivadas de curvas envolventes monótonas y cíclicas.	23
Figura 2.15 Diagrama simplificado de Momento-Rotación.	24
Figura 2.16 Tipos de modelos para componentes estructurales.....	25
Figura 2.17 Relación generalizada de fuerza vs deformación para componentes.....	25
Figura 2.18 Curva fuerza-deformación generalizada (PEER/ATC 2010).....	28
Figura 2.19 Rotula plástica para vigas de acoplamiento. (a) Diseño Convencional (M_u y V_{cap}), (b) Diseño con Refuerzo Diagonal.....	29
Figura 2.20 Modelo de fibras de plasticidad distribuida en muros de concreto armado.....	30
Figura 2.21 Representación del modelo de fibras en elementos de concreto armado.	31
Figura 2.22 Impacto del tamaño de malla en modelos sin regularización de materiales. Tenga en cuenta que los resultados se proporcionan para elementos viga-columna con diferentes niveles de refinamiento de malla, como resultado de diferentes números de puntos de integración (IP) utilizados dentro del elemento.	31
Figura 2.23 Carga lateral proporcional al modo fundamental de vibración.	33
Figura 2.24 Concepto de la curva de capacidad.	35
Figura 2.25 Modelos de ductilidad.	35
Figura 2.26 Curva de capacidad idealizada.	38
Figura 2.27 Representación bilineal sectorizada por niveles de desempeño de la curva de capacidad.	41
Figura 2.28 Curvas de fuerza de componente versus curvas de deformación.	42
Figura 2.29 Criterios de aceptación de deformación para elementos y componentes.	43
Figura 4.1 Vista de fachada de edificio.	46
Figura 4.2 Plano de arquitectura del piso típico superior.....	47
Figura 4.3 Corte longitudinal 2-2 de arquitectura.	48
Figura 4.4 Modelo tridimensional de edificio de 18 niveles y 7 sótanos en Etabs 2018.	50
Figura 4.5 Espectro de pseudo aceleraciones de diseño	55

Figura 4.6 Modos principales de vibración de la estructura. (a) Primer modo, $T_1 = 1.654$ seg. (b) Segundo modo, $T_2 = 0.972$ seg.	55
Figura 4.7 Desplazamientos relativos de entrepiso.	57
Figura 5.1 Envolvente de momento máximos y mínimos de V-07, Nivel 01.	59
Figura 5.2 Área de acero según Etabs V-07, Nivel 01.	60
Figura 5.3 Momentos nominales mínimos en sistemas de muros o dual tipo I.	61
Figura 5.4 Detalle de acero de refuerzo longitudinal y bastones en viga V-07.	62
Figura 5.5 Cortante ultimo a “d” de la cara del elemento vertical de V-07, tramo 01.	62
Figura 5.6 Detalle de acero de refuerzo en viga V-07.	64
Figura 5.7 Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo X.	67
Figura 5.8 Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo Y.	67
Figura 5.9 Diagrama de iteración M22 con los puntos de combinación de carga del sismo X.	70
Figura 5.10 Detalle de acero de refuerzo en columna C-01.	71
Figura 5.11 Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo X.	74
Figura 5.12 Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo Y.	74
Figura 5.13 Detalle de acero de refuerzo en muro MY-02.	78
Figura 6.1 Curva de Esfuerzo – Deformación para el concreto no confinado. (a) Con un $f'_c=280$ kg/cm ² . (b) Con un $f'_c=350$ kg/cm ²	80
Figura 6.2 Detalle de refuerzo de columnas C-01 (1° -10° nivel) y C-05 (11° – 18° nivel).	81
Figura 6.3 Curva de Esfuerzo – Deformación para el concreto confinado. (a) Con un $f'_c=280$ kg/cm ² . (b) Con un $f'_c=350$ kg/cm ²	81
Figura 6.4 Relación de Esfuerzo – Deformación para el acero de refuerzo G60.	83
Figura 6.5 Detalle de refuerzo de viga V-07 (1° nivel).	84
Figura 6.6 Detalle de refuerzo de columnas C-01 (1° -10° nivel).	84
Figura 6.7 Detalle de refuerzo longitudinal y transversal en MY-02 (1° nivel).	85
Figura 6.8 Creación de rotulas plásticas concentradas en elementos viga.	86
Figura 6.9 Rotula plástica de viga V-07 (1° nivel), según ASCE/SEI 41-17 con recomendaciones del proyecto ATC 114.	87
Figura 6.10 Creación de modelo de fibras en elemento tipo columna.	88
Figura 6.11 Creación de modelo de fibras en elemento tipo muro estructural.	88
Figura 6.12 Creación de la carga gravitacional no lineal: 1.0 CM + 0.25 CV.	89
Figura 6.13 Creación del patrón de carga lateral respecto a modo fundamental.	90
Figura 6.14 Nodo de control del techo del pushover.	91
Figura 6.15 Guardado de resultados del pushover.	91
Figura 6.16 Secuencia de falla de la estructura – Pushover X (+ y -).	92
Figura 6.17 Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover X (+).	93
Figura 6.18 Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover X (-).	93
Figura 6.19 Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover X (+).	94
Figura 6.20 Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover X (-).	96
Figura 6.21 Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover X (+).	98
Figura 6.22 Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover X (+).	99
Figura 6.23 Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover X (-).	101
Figura 6.24 Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover X (-).	102
Figura 6.25 Secuencia de falla de la estructura – Pushover Y (+ y -).	103

Figura 6.26 Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover Y (+).	104
Figura 6.27 Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover Y (-).	105
Figura 6.28 Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover Y (+).	106
Figura 6.29 Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover Y (-).	108
Figura 6.30 Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover Y (+).	110
Figura 6.31 Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover Y (+).	111
Figura 6.32 Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover Y (-).	112
Figura 6.33 Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover Y (-).	113
Figura 6.34 Curva de capacidad o curva pushover en dirección X (+ y -).	115
Figura 6.35 Curva de capacidad o curva pushover en dirección Y (+ y -).	115
Figura 7.1 Espectros de demanda (T vs Sa).	118
Figura 7.2 Representación bilineal de la curva de capacidad– Pushover X (+).	119
Figura 7.3 Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover X (-).	119
Figura 7.4 Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover Y (+).	120
Figura 7.5 Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover Y (-).	121
Figura 7.6 Punto de desempeño sísmico – Pushover X (+). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.	122
Figura 7.7 Punto de desempeño sísmico – Pushover X (-). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.	124
Figura 7.8 Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (+). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.	126
Figura 7.9 Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (-). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.	128
Figura 7.10 Evaluación del desempeño sísmico. (a) Pushover X (+). (b) Pushover X (-).	130
Figura 7.11 Evaluación del desempeño sísmico. (a) Pushover Y (+). (b) Pushover Y (-).	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Niveles de desempeño del edificio objetivo.	9
Tabla 2.2 Objetivo básico de desempeño para nuevas construcciones.	9
Tabla 2.3 Objetivos de desempeño.	10
Tabla 2.4 Probabilidad de excedencia y período de retorno medio.	11
Tabla 2.5 Resistencia esperada de los materiales.	15
Tabla 2.6 Valores de rigidez efectiva.	26
Tabla 2.7 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para vigas para análisis no lineales.	27
Tabla 2.8 Puntos de control histeréticos de la columna vertebral para vigas y columnas de hormigón armado con estructura momento.	28
Tabla 2.9 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para muros estructurales y componentes asociados controlados por flexión en procedimientos no lineales.	29
Tabla 2.10 Valores para el factor de modificación C_0	39
Tabla 2.11 Valores para el factor de masa efectiva C_m	40
Tabla 2.12 Límites de aceptabilidad para los elementos y componentes.	43
Tabla 3.1 Operacionalización de variables.	45
Tabla 4.1 Propiedades mecánicas de los materiales.	49
Tabla 4.2 Cargas Gravitacionales utilizadas.	49
Tabla 4.3 Parámetros sísmicos de la estructura.	51
Tabla 4.4 Revisión de irregularidad de Rigidez – Piso Blando.	51
Tabla 4.5 Revisión de irregularidad de Masa.	52
Tabla 4.6 Revisión de irregularidad Torsional.	53
Tabla 4.7 Verificación del tipo de sistema estructural.	54
Tabla 4.8 Porcentaje de masa participativa de los modos de vibración.	56
Tabla 4.9 Escalado de la fuerza sísmica dinámica mínima de diseño.	57
Tabla 5.1 Barras de acero instalado en V-07, Nivel 01.	60
Tabla 5.2 Verificación de Refuerzo mínimo por agrietamiento.	61
Tabla 5.3 Puntos de combinaciones de carga de la columna C-01.	65
Tabla 5.4 Puntos notables del diagrama de interacción - M33 de la columna C-01.	66
Tabla 5.5 Cortante última amplificado 2.5 veces sismo.	70
Tabla 5.6 Puntos de combinaciones de carga del muro MY-02.	73
Tabla 5.7 Puntos notables del diagrama de interacción - M33 del muro MY-02.	73
Tabla 5.8 Cortante máximo actuante de las combinaciones de diseño.	75
Tabla 6.1 Resistencia nominal y resistencia esperada de acero grado 60 según ACI 318.19.	82
Tabla 6.2 Acero de refuerzo en viga V-07 (1º nivel).	83
Tabla 6.3 Paso de interés del desempeño sísmico en la dirección X.	92
Tabla 6.4 Paso de interés del desempeño sísmico en la dirección Y.	104
Tabla 6.5 Puntos de interés de las curvas de capacidad – Pushover (+ y -).	116
Tabla 7.1 Objetivos de desempeño básico para edificación nueva.	117
Tabla 7.2 Punto de desempeño sísmico – Pushover X (+).	121
Tabla 7.3 Punto de desempeño sísmico – Pushover X (-).	123
Tabla 7.4 Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (+).	125
Tabla 7.5 Puntos de desempeño sísmico– Pushover Y (-).	127

Tabla 7.6 <i>Resumen de los puntos de desempeño sísmico.</i>	129
Tabla 7.7 <i>Evaluación del desempeño sísmico según el ATC 40.</i>	132

1. CAPITULO I. MARCO INTRODUCTORIO

1.1 Introducción

La normativa actual de diseño sismorresistente se fundamenta en la premisa de evitar la fatalidad de vidas humanas, asegurando la persistencia de los servicios vitales mitigando al máximo los perjuicios en las estructuras. Esto se logra mediante un enfoque de diseño basado en fuerzas que satisface principalmente con los requisitos de resistencia y ductilidad.

La mayoría de reglamentos para la construcción en zonas sísmicas, incluyendo la legislación peruana, contemplan un único grado de riesgo sísmico en el cual la estructura debe permanecer en pie (temblor intenso). No obstante, carecen de un procedimiento para analizar la reacción sísmica de los edificios frente a movimientos telúricos recurrentes y tolerables, los cuales son más habituales. En consecuencia, se hace imprescindible desarrollar un diseño antisísmico que se fundamente en la capacidad de resistencia ante distintos niveles de peligro sísmico y metas de rendimiento establecidas.

El diseño basado en desempeño (DBD) es un enfoque innovador en ingeniería estructural que busca garantizar que las edificaciones sean capaces de cumplir con ciertos niveles de desempeño predefinidos durante eventos sísmicos. A diferencia de los métodos tradicionales que se centran en el cumplimiento de ciertas normativas de seguridad, el DBD considera una variedad de diferentes grados de peligro sísmico y fija metas de rendimientos específicos para cada uno. En el contexto de estudio, se trata del desarrollo de un diseño sismorresistente fundamentado en el desempeño para edificaciones de dieciocho niveles, considerando la normativa peruana y la necesidad de evaluar el comportamiento sísmico ante sismos frecuentes y moderados. Este enfoque representa un avance significativo en la ingeniería sísmica, ya que permite una mayor comprensión y control del comportamiento estructural en situaciones de alta complejidad sísmica.

1.2 Antecedentes

1.2.1 Antecedentes Internacionales

Hernández y Carrillo (2020), en su investigación “*Estudio de la respuesta sísmica lineal y no lineal de un edificio de la ciudad de México ante el terremoto del 19 de septiembre de 2017*” proponen como objetivo modelar un edificio que posee un sistema estructural de construcción compuesto por muros de ladrillo reforzado con estructuras de concreto, este inmueble resistió los daños causados por el sismo de interplaca de $M_w = 7.1$ a una distancia de ciento veinte kilómetros de la localidad de México. Este evento provocó el colapso de 44 edificaciones de entre 5 y 10 pisos. Se analizó la reacción sísmica de la estructura mediante el uso de modelos computacionales de elementos finitos no lineales. El estudio realizado concluye que los muros contruidos con ladrillos no podrían soportar las fuerzas de corte sin sufrir daños, ya que las cargas aplicadas exceden al menos el doble de la resistencia. A pesar de que el análisis SCT examina un segmento del rango sísmico con menores intensidades, el peso total de la estructura permanece constante, lo que indica que las tensiones de corte

en la base siguen siendo considerables debido a la ausencia de muros en el primer nivel en la dirección lateral. En resumen, si la edificación estuviera construido con muros de ladrillo, colapsaría en cualquiera de las dos posiciones evaluadas.

Rojas y Lafontaine (2018), en su tesis “*Modelación no lineal de un Edificio de Hormigón Armado y aplicación de Metodología de Diseño por Desempeño*” plantean como meta la modelación de una estructura de concreto armado que tolere daños durante el sismo de Chile del veintisiete de febrero del año 2010, y emplear técnicas de diseño basadas en rendimiento para determinar si un modelo no lineal habría anticipado los daños reales previstos. Ante esto se concluye que, desde una perspectiva general, el desempeño de la construcción no es satisfactorio. El modelo de la estructura desarrollado logró prever la falla de un muro específico de concreto armado ubicado en el primer piso (eje 7), el cual efectivamente colapsó tras el sismo. Además, se estableció que, si todos los muros del inmueble estuvieran reforzados, ninguno de ellos sufriría daños por las exigencias sísmicas analizadas. Se recomendó ampliar el mencionado muro a 30 cm y reforzar sus extremos como una medida local, sin embargo, esta acción solo solucionaría el inconveniente específico del muro en cuestión y no resolvería los problemas estructurales del edificio en su conjunto.

Redín (2018), en su tesis “*Evaluación Sísmica del Edificio de la Facultad de Ingeniería mediante código ASCE 41-13*”, se propone llevar a cabo el análisis de riesgo sísmico del inmueble de la “Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador” utilizando el estándar ASCE/SEI 41-13 e identificar fragilidades de tipo estructural. El estudio finaliza que la construcción de la facultad posee un nivel de aptitud para ser ocupada de manera inmediata, y que el espectro de aceleraciones proporcionado por el ASCE/SEI 41-13 es un 70% más elevado en comparación con el espectro de la NEC 15. Esto evidencia una adecuada eficacia de la metodología de investigación empleada.

1.2.2 Antecedentes Nacionales

Montufar (2022), en su investigación “*Análisis comparativo entre el método de diseño basado en fuerzas (FBD) y el método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) para un edificio de concreto armado de sistema estructural dual de 7 niveles*”, se propone descubrir las restricciones del enfoque de diseño centrado en la fuerza y cotejarlas con el enfoque de diseño orientado hacia los movimientos en el entorno de una estructura construida de siete niveles con un sistema estructural dual. La investigación concluye que una ventaja del Diseño Basado en Desempeño Dinámico (DDBD) en contraste con el Diseño Basado en Fuerzas (FBD) es que el DDBD tiene en cuenta la no linealidad estructural durante el análisis sísmico, mientras que el FBD asume un comportamiento estructural lineal elástico. Por lo tanto, el parámetro R utilizado en el diseño según el FBD, basado en el principio de movimientos equivalentes, además de posibilitar la evaluación de la flexibilidad de la construcción. Se evidenció que la flexibilidad fue considerablemente menor para el DDBD ($X:1.71$; $Y:2.77$) en contraposición al índice de 7 revelado por la regulación E.030.

Esto conlleva a la deducción de que el nivel de flexibilidad es singular para cada edificación y no es uniforme para todas las construcciones integrantes de un sistema estructural idéntico.

Ramos (2022), en su investigación “*Evaluación del desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del edificio de la compañía de bomberos voluntarios N°56, Huancavelica - 2021*”, se propone evaluar el comportamiento ante sismos empleando un análisis estático no lineal de un edificio perteneciente a la asociación de bomberos voluntarios N°56. Se concluye de la evaluación que se llevó a cabo siguiendo el enfoque del SEAOC VISION 2000. Los resultados evidenciaron que, frente a un evento sísmico poco frecuente o de diseño en ambas direcciones, la edificación logró alcanzar un nivel de seguridad vital, lo que denota que experimentó daños moderados y una disminución en su rigidez y capacidad de resistencia, aunque aún conserva un margen de seguridad ante un posible colapso. No obstante, no logró satisfacer completamente el objetivo de funcionamiento plenamente operativo establecido por los estándares de análisis antisísmico. En caso de un terremoto excepcional en ambas direcciones, el nivel de rendimiento fue de precolapso, lo que señala daños estructurales significativos y una amenaza para la seguridad de los ocupantes. Tampoco cumplió con el objetivo de rendimiento funcional para este tipo de sismo. Por último, ante un sismo de máxima intensidad en ambas direcciones, el grado de rendimiento fue de colapso, indicando que la estructura perdió su capacidad para resistir las fuerzas laterales y de gravedad, resultando en un colapso total o parcial sin posibilidad de reparación. En este escenario, tampoco se alcanzó el objetivo de seguridad vital establecido por las normativas de análisis antisísmico. Se sugiere que, para determinar el punto de rendimiento, se lleve a cabo mediante el empleo del método de los coeficientes, mencionado que son prácticos y confiables para su implementación, según el ASCE 41-17.

García (2022), en su investigación “*Evaluación del desempeño sísmico y reforzamiento estructural con la norma ASCE/SEI 41-17 aplicado al pabellón I de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas*”, se propone incrementar el desempeño estructural del pabellón I, con la finalidad que satisfaga los criterios de aceptación de la guía del ASCE/SEI 41-17 y la NTE E.030 (2018) para la construcción resistente a terremotos. Se determina que el edificio no logra satisfacer la meta establecida de rendimiento. Esta meta busca lograr el nivel de ocupación instantánea (S-1) frente a un sismo BSE-1E y alcanzar el nivel de seguridad de vida (S-3) ante la aplicación de un sismo BSE-2E. Se establece también que, en la dirección longitudinal, los daños que impidieron cumplir con la meta de rendimiento se originaron principalmente debido a la falla por esfuerzo cortante excesivo en las columnas, ocasionada por los muros de albañilería de baja estatura (fallo por columna corta). Por otro lado, en la dirección transversal, la carencia de resistencia y rigidez proporcionada por los muros de albañilería también impidió alcanzar la meta de rendimiento. Por consiguiente, la estructura no asegura la ocupación inmediata ni la seguridad vital pasado un sismo frecuente con periodo de retorno de 225 años, y mucho menos ante un sismo muy raro que tiene un periodo de retorno de 975 años.

1.3 Realidad problemática

La norma del Perú para la construcción resistente a terremotos, establecida en la NTE E.030, adopta un enfoque basado en la evaluación de fuerzas denominado el Procedimiento de Diseño Basado en Fuerzas. A pesar de que este enfoque ha probado ser efectivo en cuanto a la respuesta estructural frente a movimientos telúricos, los métodos de análisis sísmico lineales mencionados en la norma técnica, como el análisis estático, dinámico modal espectral, dinámico tiempo – historia, , presentan limitaciones. Estos métodos no posibilitan verificar la estrategia de diseño definida por la regulación ni anticipar la reacción de los edificios ante temblores de menor intensidad, ya que, ante movimientos sísmicos recurrentes de menor envergadura, es plausible que se produzcan daños en las estructuras edificatorias que no son detectados por estos métodos de análisis.

Las técnicas convencionales de diseño estructural son simplificadas y no tienen en cuenta el impacto de las fuerzas externas a largo plazo ni la conducta no lineal de los materiales y secciones. La contraposición, es decir el análisis no lineal precisa mostrar el comportamiento de cada componente que supera el rango elástico, teniendo en cuenta un historial de cargas en lugar de un valor constante. También es esencial comprender cómo reaccionan los materiales ante ciclos de carga y descarga, como en un terremoto, con el fin de diseñar estructuras más seguras y robustas.

Por consiguiente, se incorpora la necesidad de generar técnicas de diseño y análisis que posibiliten evaluar la respuesta sísmica de los edificios en distintos escenarios, garantizando así su integridad y resguardo ante sismos de cualquier magnitud. Esto facilitaría la identificación y corrección de posibles insuficiencias en el diseño convencional.

1.4 Formulación de la pregunta de investigación

¿El edificio de 18 niveles, siguiendo las directrices de la normativa técnica E.030, garantizará el logro de los propósitos y estándares de respuesta ante sismos a través de la evaluación de su comportamiento frente a movimiento sísmicos, utilizando las técnicas del ASCE/SEI 41-17?

1.5 Hipótesis

Un edificio diseñado con la NTE E.030 (2018), satisface los objetivos y niveles de desempeño sísmico ante niveles de amenaza sísmica haciendo una evaluación de su desempeño sísmico, según metodología del el ASCE/SEI 4-17.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Verificar el desempeño sísmico utilizando un análisis estático no lineal - Pushover convencional, de una edificación de 18 niveles y 7 sótanos, diseñada para el departamento de Lima

1.6.2 Objetivos específicos

- Analizar y diseñar todos los elementos estructurales que conforma Edificación con Reglamento Nacional de Edificaciones
- Analizar el desempeño estático no lineal de la estructura – Pushover.
- Calcular el punto de desempeño sísmico para los distintos niveles de amenaza sísmica.
- Examinar los niveles de desempeño de la estructura, asociado a los diversos niveles de amenaza sísmica.
- Verificar el límite de daño de parámetros globales y locales ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

1.7 Justificación e importancia

Las pautas el diseño sismorresistente han experimentado ajustes en los últimos tiempos debido a que las construcciones no han mostrado una respuesta adecuada ante las fuerzas sísmicas, lo que ha ocasionado la revisión de los reglamentos vigentes.

La premisa anterior consideraba que la aceleración sufrida por un edificio era la causa del daño en sus componentes estructurales. Dado que son proporcionales a la fuerza, entonces se puede decir que, si actúan fuertes aceleraciones, entonces producirán grandes fuerzas.

Según la metodología actual, el daño se produce por el desplazamiento que sufren los elementos estructurales. La curva de capacidad de una estructura ilustra claramente este cambio, lo que ofrece una representación más realista de los fenómenos reales.

No obstante, los códigos de construcción en el ámbito internacional y en el Perú siguen utilizando un método de diseño fundamentado en fuerzas, en el cual se calculan los desplazamientos del edificio aplicando de una fuerza cortante en la base de las estructuras. Por estos hechos, surge la necesidad de introducir nuevas técnicas de diseño basadas en desplazamientos.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Ingeniería basada en desempeño

Las normativas de diseño sismorresistente en diferentes partes del mundo su propósito fundamental es asegurar el bienestar de los usuarios y evitar el colapso de las edificaciones en caso de sismos severos. Este enfoque se conoce como diseño sísmico tradicional, en el cual las estructuras están concebidas para soportar la fuerza telúrica reduciéndola y permitiendo un comportamiento inelástico controlado. Esto se logra mediante la habilidad de las estructuras para dispersar energía a través de su ductilidad. Sin embargo, este enfoque puede llevar a daños permanentes en la estructura, llegando a un punto en el que la estructura no logre recuperarse. Según lo expuesto, es necesario hacer un diseño de las estructuras con el fin de no solo eviten el colapso, sino que también protejan y preserven su contenido. En la actualidad, en el Perú, el diseño estructural se lleva de manera tradicional, sin considerar adecuadamente el verdadero valor de la estructura.

Sin embargo, en la actualidad, el diseño centrado en el desempeño es una metodología de diseño estructural que se enfoca en el comportamiento verídico de las construcciones durante un evento sísmico, en vez de simplemente satisfacer con los criterios de diseño establecidos en las normativas. Este enfoque tiene como objetivo asegurar que las edificaciones puedan alcanzar los niveles de rendimiento definidos, como Totalmente Operativo, Operativo, Seguridad Vital y Prevención de Colapso, además de la reducción de daño tanto estructural como no estructural. Estos aspectos están vinculados con la importancia de la construcción y los niveles de riesgo sísmico.

El enfoque centrado en el rendimiento se fundamenta en la minuciosa evaluación de las propiedades de resistencia, rigidez y habilidad de absorción de energía de una construcción. Para alcanzar este propósito, se emplean análisis avanzados no lineales que tiene en cuenta la reacción no lineal de los materiales y la capacidad de deformación de la edificación.

Una de las principales ventajas del enfoque centrado en el desempeño es su capacidad para crear construcciones más seguras y efectivas, dado que considera su verdadero comportamiento ante las cargas generadas por sismos. Además, al tener en cuenta distintos niveles de riesgo sísmico y metas de rendimiento, este método permite adaptar el diseño de la estructura para satisfacer las exigencias específicas de cada proyecto y ubicación geográfica.

En síntesis, el diseño orientado al desempeño representa una aproximación innovadora que busca elevar la seguridad y la eficiencia de las construcciones frente a fenómenos sísmicos.

2.1.1 Niveles de desempeño

ASCE/SEI 41-17 (2017) señala que el nivel de desempeño estructural objetivo de un edificio está relacionado con la combinación del nivel de desempeño estructural y no estructural.

2.1.1.1 Niveles y rangos de desempeño estructural.

Serán seleccionados entre seis niveles discretos y entre dos rangos intermedios determinados en la sección 2.3.1 de la guía del ASCE/SEI 41-17.

- a) **Ocupación Inmediata (S-1):** Se describe como la condición en la que una estructura, después de un sismo, sigue siendo segura para ocupar y mantiene en gran medida su resistencia y rigidez original.
- b) **Rango de Seguridad Mejorado:** Se describe como la condición de deterioro entre el nivel (S-3) y (S-1).
 - b.1 **Control de daño (S-2):** Se caracteriza como una condición de deterioro tras un terremoto, situada entre el nivel (S-3) y (S-1).
- c) **Seguridad de vida (S-3):** Se describe como la condición posterior a un terremoto en la cual una edificación exhibe deterioro en ciertos elementos, aunque aún conserva una reserva de seguridad frente a un posible colapso parcial o completo próximo.
- d) **Rango de Seguridad Reducida:** Se describe como la condición de deterioro entre el nivel (S-3) y (S-5).
 - d.1 **Seguridad Limitada (S-4):** Se define como una condición de deterioro tras un terremoto que se ubica entre el nivel (S-3) y (S-5).
- e) **Prevención de Colapso (S-5):** Se caracteriza como la situación posterior a un terremoto en la cual una construcción ha experimentado deterioro en sus elementos y todavía sostiene fuerzas gravitacionales, pero no cuenta con ninguna reserva de seguridad frente a un colapso.
- f) **No Considerado (S-6):** Cuando una inspección o restauración no tome en cuenta la edificación.

2.1.1.2 Niveles de desempeño no estructural.

Son seleccionados entre cinco niveles de rendimiento no estructural específicos, que son aclarados en la sección 2.3.2 de la guía del ASCE/SEI 41-17.

- a) **Operacional (N-A):** Se explica como la condición de deterioro luego del movimiento telúrico en la cual los componentes no vinculados a la estructura pueden llevar a cabo las tareas que realizaban en la construcción antes del sismo.

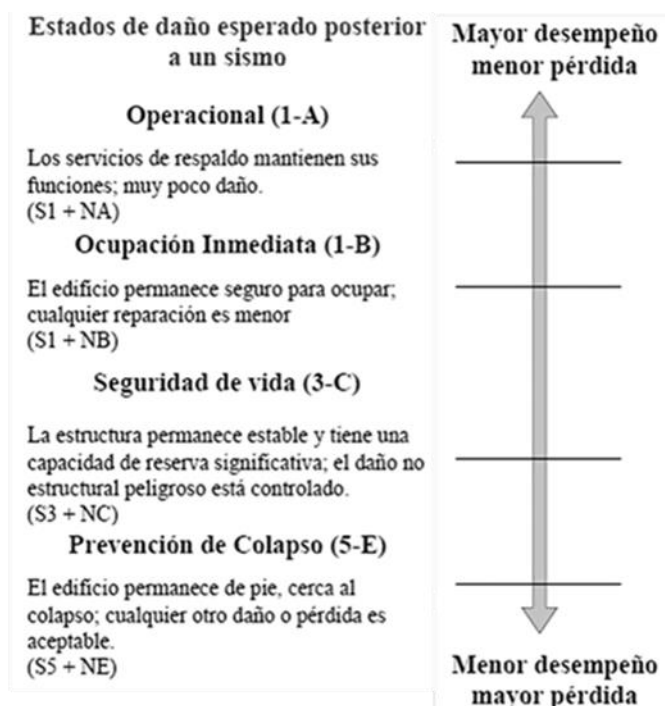
- b) Retención de posición (N-B):** Se caracteriza como la condición de deterioro después del temblor en la cual los elementos no principales pueden experimentar daños que obstaculicen su operatividad inmediata, sin embargo, permanecen en su posición para evitar daños derivados de su caída, volcamiento o desconexión de servicios públicos.
- c) Seguridad de vida (N-C):** Se explica como la condición de deterioro tras el sismo en la que los elementos no relacionados con la estructura pueden sufrir daños, aunque estos no constituyen un peligro para la seguridad vital.
- d) Peligros reducidos (N-D):** Se describe como el estado después de un sismo, donde los elementos no estructurales han sufrido daños y pueden representar riesgos de caída.
- e) No considerado (N-E):** Cuando una revisión o actualización no considera todos los elementos no vinculados a la estructura en alguno de los grados mencionados en las secciones previas.

2.1.1.3 Denominación de los Niveles de Desempeño del edificio objetivo

Se asigna un código alfanumérico para representar el nivel de desempeño estructural objetivo, donde el “número” y la “letra” denota el nivel de desempeño estructural y no estructural, respectivamente.

Figura 2.1

Niveles de desempeño propios de una estructura.



Fuente: Adaptado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

La Tabla 2.1 muestra varias mezclas potenciales de grados de ejecución del inmueble deseado y ofrece denominaciones para aquellos que tienen más chance de ser escogidos como referencia para el diseño.

Tabla 2.1

Niveles de desempeño del edificio objetivo.

Niveles de Desempeño	Niveles de Desempeño Estructural					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
No Estructural	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de Vida	Seguridad Limitada	Prevención de Colapso	No Considerado
N-A	1-A					
Operacional	Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B	1-B					
Retención de Posición	Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C			3-C			
Seguridad de Vida	1-C	2-C	Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D					5-D	No Evaluación
No	NR	NR	3-D	4-D	Prevención	No
Considerado					de Colapso	Reforzamiento

Nota: NR: No Recomendado. Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.1.2 Objetivos de desempeño

El ASCE/SEI 7-22 en la tabla 1.5-1 de la sección 1.5, se hace referencia a que las edificaciones y otras construcciones necesitan ser categorizados dependiendo del peligro para preservar la vida, el bienestar y la salud vinculado con el deterioro o colapso, fundamentado en su utilización u ocupación.

Tabla 2.2

Objetivo básico de desempeño para nuevas construcciones.

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza sísmica	
	BSE-1N	BSE-2N
I & II	DE: Seguridad de Vida	DE: Prevención de Colapso
	DNE: Retención de Posición (3-B)	DNE: Peligros reducidos (5-D)
III	DE: Control de daño	DE: Seguridad Limitada
	DNE: Retención de Posición (2-B)	DNE: Peligros reducidos (4-D)
IV	DE: Ocupación inmediata	DE: Seguridad de Vida
	DNE: Operacional (1-A)	DNE: Peligros reducidos (3-D)

Nota: DE: Desempeño Estructural, DNE: Desempeño No Estructural. Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

La Tabla 2.2 se presenta todos los objetivos de desempeño estructurales para nuevas construcciones (BPON), que constituye un fin de ejecución particular empleado exclusivamente con un análisis sistemático de nivel 3, que difiere según la clasificación de riesgo, la cual está determinada por las disposiciones del ASCE/SEI 7-22.

Los propósitos esenciales de ejecución destinados a estructuras preexistentes (BPOE) serán elegidos teniendo en cuenta los objetivos fundamentales, mejorados y restringidos, conforme a los apartados 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3 respectivamente. Para los objetivos elementales de rendimiento equivalentes a los estándares para construcciones nuevas (BPON).

La determinación del objetivo de desempeño como punto de referencia para el diseño tiene un impacto notable en los costos y la factibilidad de cualquier proyecto, así como en los beneficios asociados con una mejora en la seguridad, en minorar de los daños ocasionados a la edificación y la prevención de ocupación en eventos sismos futuros.

Tabla 2.3

Objetivos de desempeño.

Niveles de Desempeño de Edificio objetivo				
Nivel de amenaza sísmica	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E	e	f	g	h
(20%/50 años)				
BSE-2E	i	j	k	L
(5%/50 años)				
BSE-2N	m	n	o	p
(ASCE 7 MCE _R)				
Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto				
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:				
Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)			g & l	
Objetivos Mejorados			g & i, j, m, n, o, ó p	
			l & e ó f	
			g & l & a, ó b	
			k, m, n, ó solamente o	
Objetivos Limitados			solamente g	
			solamente l	
			c, d, e, ó f	

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

La Tabla 2.3 señala la variedad de metas de rendimiento que podrían ser consideradas al emplear la reglamentación ASCE/SEI 41-17 para una construcción típica, como aquella clasificada en la categoría de riesgo II.

El objetivo de desempeño son delimitados como el nivel aspirado de deterioro (nivel de ejecución) anticipado frente a una magnitud de terremoto (nivel de requerimiento sísmico) para una edificación en una locación específica. En otras palabras, los propósitos de ejecución establecen de antemano como se espera que se comporte una estructura ante diversas intensidades de demanda sísmica.

2.1.3 Niveles de amenaza sísmica

La peligrosidad sísmica alude a la velocidad de movimiento del terreno, que fluctúa conforme a la posición de la construcción y las particularidades geológicas y del entorno. Esta peligrosidad se caracteriza a través de un espectro de respuesta de velocidades o mediante registros sísmicos, ya sea de manera probabilística o determinista.

La NTE E.030 de construcción antisísmica evidencia un coeficiente de zona "Z" que representa como la máxima aceleración horizontal de un terreno sólido que tiene una posibilidad del 10% de ser superada en un lapso de cincuenta años. Además, el coeficiente "Z" representa una porción de la aceleración debida a la gravedad.

El intervalo de recurrencia se define como el lapso promedio entre eventos sísmicos que producen resultados similares en términos de magnitud y gravedad. Por otro lado, la probabilidad de excedencia es una métrica estadística que indica la probabilidad de que los efectos de un terremoto superen cierto nivel dentro de un periodo temporal específico.

Tabla 2.4

Probabilidad de excedencia y período de retorno medio.

Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno medio
50% en 30 años	43 años
50% en 50 años	72 años
20% en 50 años	225 años
10% en 50 años	475 años
5% en 50 años	975 años
2% en 50 años	2475 años

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

- a) **BSE-1N:** Es equivalente a dos tercios del BSE-2N. Simboliza un sismo de diseño definido en el código ASCE 7-22. Este terremoto tiene una probabilidad del 10% de ocurrir en 50 años y un período promedio de retorno de 475 años. Es similar al terremoto de diseño de la norma E.030 para construcción antisísmica.

- b) **BSE-2N:** Equivale a un sismo estimado de riesgo máximo (MCE_R), el cual es equivalente a 1.5 veces el sismo de diseño descrito en la sección 11.4 de la guía ASCE 7. Se puede considerar como un terremoto con la probabilidad del 2% de ocurrencia en 50 años, ligado a un período promedio de retorno de 2475 años.

2.1.4 Espectro de demanda Sísmica

La NTE E.030 (2018) define un espectro inelástico de pseudoaceleraciones para propósitos de diseño, el cual se describe mediante:

$$Sa_i = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

- Z : Parámetro de zona.
- U : Parámetro de uso, depende de la categoría de la edificación.
- C : Factor que amplificara el sismo, depende de T , T_P y T_L .
- S : Parámetro de suelo.
- R : Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.
- g : Gravedad.

2.2 Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales

Los edificios y otras estructuras están sujetos a sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, por lo tanto, los componentes estructurales y materiales que lo conforman pueden sufrir alteraciones más allá de su estado elástico. Por lo tanto, resulta esencial entender el desempeño de estos elementos en el rango no elástico.

Para este estudio investigativo, se aplicará un pushover, enfatizando la importancia de comprender las curvas de respuesta de los materiales ante fuerzas monotónicas que actúan de forma lateral.

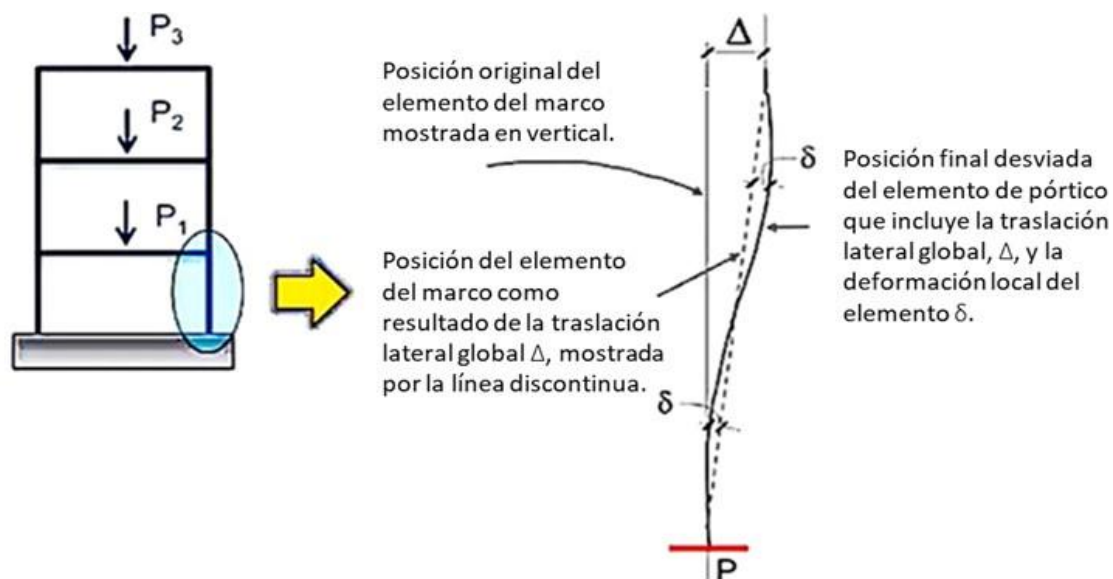
Para un análisis dinámico no lineal (NDP) y análisis de tiempo – historia, es de suma importancia tener entendimiento de los tipos de histéresis que son propios de los materiales empleados en el análisis sísmico.

2.2.1 Comportamiento no linealidad geométrica

El estándar ASCE 41-17, en la sección 7.2.6, hace referencia a la consideración de los efectos P-delta ($P-\Delta$), para los análisis tanto lineales como no lineales.

Figura 2.2

Efecto $P-\Delta$ y $P-\delta$ en elementos de pórticos.

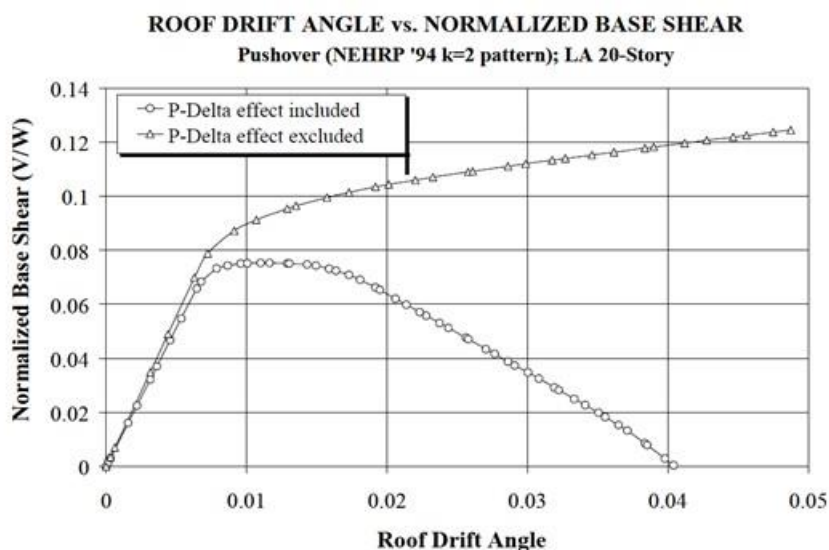


Fuente: Adaptado de cingcivil.com – Ing. Vlacev Toledo.

El $P-\Delta$ (traslacional) hace referencia a los impactos generales de las fuerzas de gravedad que inciden sobre los nodos desplazados. Por otro lado, el $P-\delta$ se enfoca en los efectos locales que operan en la forma deformada entre los extremos de los nodos de un elemento. Generalmente, los efectos locales $P-\delta$ tienen una relevancia limitada en la respuesta ante movimientos sísmicos. (ATC 72, 2010)

Figura 2.3

Curvas Pushover para una estructura SAC de 20 niveles.

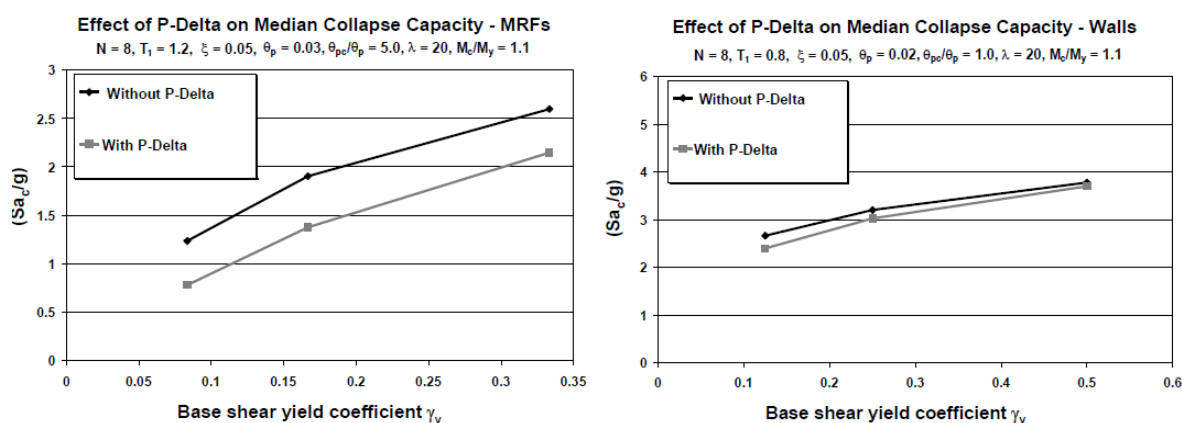


Fuete: (FEMA, 2000b).

Un estudio Pushover resulta valioso para comprender el funcionamiento de una edificación y detectar su susceptibilidad al impacto de P- Δ . Tal análisis ofrece una proyección de los umbrales de desplazamiento en los cuales se logra una rigidez residual negativa posterior al estado de fluencia. Esta situación se demuestra en la Figura 2.3, que representa las trayectorias globales de empuje de la estructura SAC de 20 plantas en Los Ángeles, tanto considerando como despreciando los efectos de P-Delta.

Figura 2.4

Efecto P- Δ sobre la capacidad de colapso mediana. (a) Pórticos resistentes a momentos y (b) Estructura de muro de corte.



Fuente: Zareiano (2006).

En la Figura 2.4. Se evidencia que el impacto de P- Δ afecta de manera más significativa la capacidad de colapso en estructuras de pórticos de hormigón armado en comparación con sistemas de muros de corte, debido a la disparidad en la rigidez entre ambas configuraciones.

2.2.2 Modelo para el comportamiento no linealidad de los materiales

Los materiales presentan propiedades elásticas e inelásticas, cuyo entendimiento es crucial para valorar el desempeño de los elementos estructurales, ya que deben resistir cargas que exceden los límites de fluencia. En una estructura, su capacidad se apoya en cómo se comportan individualmente sus elementos estructurales, las secciones y de los materiales que los componen, pero también está fuertemente influenciada por cómo están integrados y conectados para formar la estructura completa.

Dado que la principal fuente de no linealidad se encuentra en los materiales, el conocimiento del comportamiento de los mismos ya no se limita únicamente al módulo de elasticidad y al coeficiente de poisson, se necesita conocer, la resistencia esperada, modelos constitutivos y estados límites.

2.2.2.1 Resistencia esperada para los materiales

Los materiales tienen una sobre resistencia sobre las resistencias nominales especificadas en la etapa diseño.

Tabla 2.5

Resistencia esperada de los materiales.

Material		Resistencia esperada	
Concreto		$f'_{ce} = 1.3f'_c$	
Acero de refuerzo		Resistencia a la fluencia, f_{ye} , MPa	Resistencia a la tracción, f_{ue} , MPa
A615M	Grado 420	480	730
A706M	Grado 420	475	655
	Grado 550	590	770

Nota: La resistencia esperada f'_{ce} es la capacidad cercana a un período de un año o superior. Fuente: Apéndice A. ACI 318.19

2.2.2.2 Modelo constitutivo para concreto no confinado

El comportamiento del concreto, un material isotrópico, está influenciado por sus componentes, como el hormigón ordinario y el metal de refuerzo. Para hacer más simple la descripción de las características no elásticas del hormigón, se emplean modelos teóricos para aproximar las curvas de esfuerzo-deformación observadas experimentalmente, tal como se muestra a continuación.

A. Modelo de Hognestad:

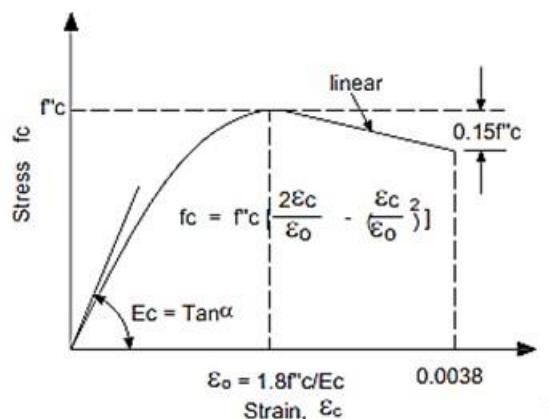
Este esquema implica la fusión de una sección curva de segundo orden con otra sección recta, como se muestra en la Figura 2.5. La ecuación de la parábola está definida por:

$$f_c = f''_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]$$

De la ecuación, el esfuerzo máximo experimentada por el concreto de la estructura f''_c , se encuentra vinculada a la deformación unitaria determinada por la fórmula: $\varepsilon_o = 1.8f''_c / E_c$. La porción lineal comienza desde el vértice de la curva el cual se prolonga con una pendiente negativa finalizando alcanzar una deformación unitaria de 0.0038, correspondiente a una tensión de $0.85f''_c$.

Figura 2.5

Constitutiva de Hognestad para el concreto no confinado.



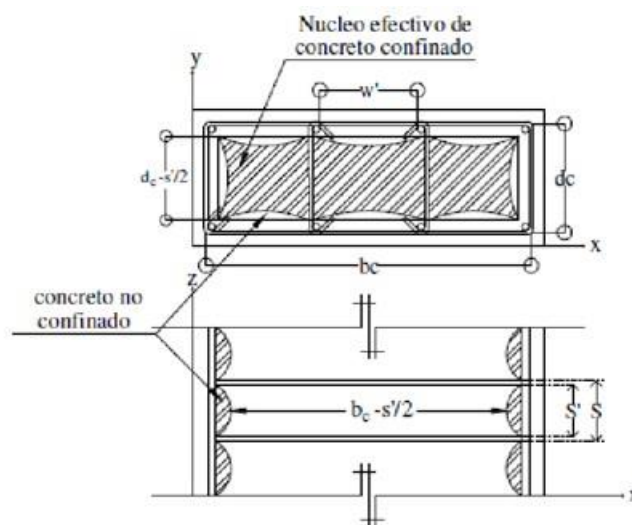
Fuente: Hognestad (1951).

B. Modelo de Mander:

Mander et al. (1998), presenta un modelo que describe la relación esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión uniaxial, considerando condiciones de confinamiento y no confinamiento. En la Figura 2.6 se observa que el concreto no confinado no está rodeado por refuerzo transversal, por lo tanto, su resistencia máxima se localiza de igual forma a la especificada. En contraste, el concreto confinado está rodeado por refuerzo transversal, lo que le permite resistir mayores esfuerzos de compresión que el concreto no confinado. Además dispone la ecuación (2-1) para valorar la curva Esfuerzo-Deformación del concreto no confinado.

Figura 2.6

Núcleo de concreto efectivamente confinado de una sección rectangular.



Fuente: Mander et al (1988).

$$f_{c(\varepsilon)} = \frac{f'_{co} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^r} \leq 2\varepsilon_c \quad (2-1)$$

$$r = \frac{Ec}{Ec - \left(\frac{f'_{co}}{\varepsilon_c} \right)}$$

Donde:

E_{sec} : Módulo secante del concreto sin confinar en el esfuerzo máximo.

Ec : Módulo de elasticidad del concreto.

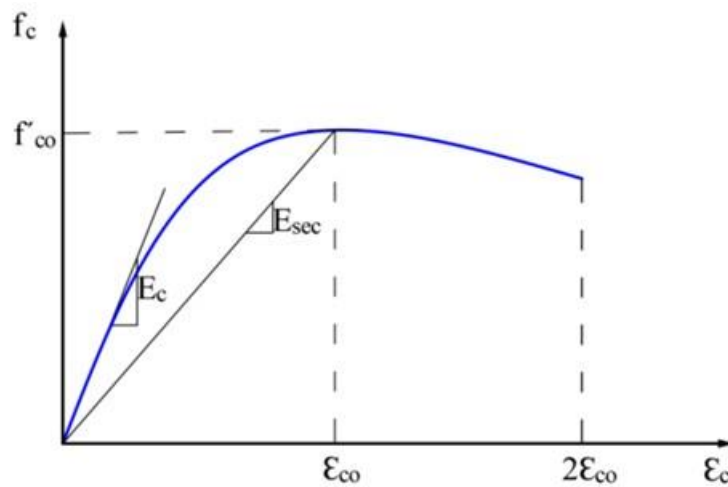
ε_{co} : Deformación unitaria máxima del concreto sin confinar.

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

$f_{c(\varepsilon)}$: Resistencia a la compresión especificada del concreto.

Figura 2.7

Modelo de mander para el concreto no confinado.



Fuente: Mander et al (1988).

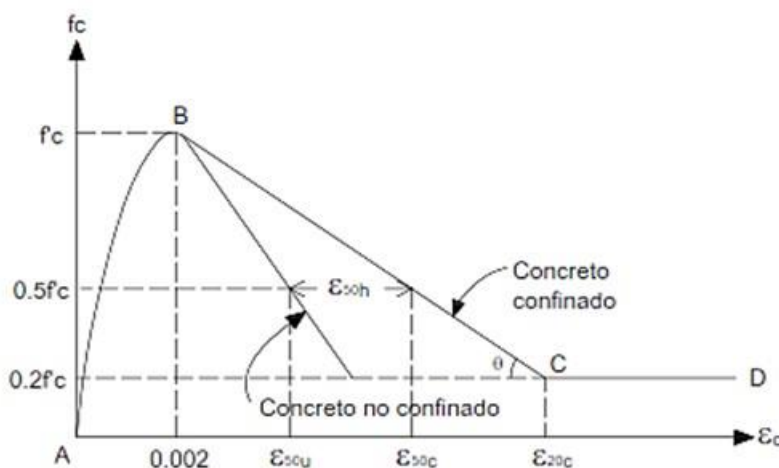
2.2.2.3 Modelo constitutivo para concreto confinado

A. Modelo de Kent y Park:

Este modelo es frecuentemente aplicado en el caso del concreto confinado por estribos rectangulares, y está compuesto por tres segmentos como se observa en la Figura 2.8. El primer segmento es una parábola, que va desde cero hasta lograr alcanzar su punto máximo en el esfuerzo f'_c , relacionado a una deformación unitaria de 0.002. Para el segundo segmento es lineal con una pendiente negativa, donde la resistencia disminuye hasta llegar al $0.2f'_c$. Asimismo, el tercer segmento es horizontal en el $0.2f'_c$. Es importante destacar que este modelo no altera la resistencia del concreto debido al confinamiento, sino que su efecto se refleja en la longitud de la porción descendente de la curva. Según Kent y Park (1971).

Figura 2.8

Modelo de Kent y Park para concreto confinado con estribos rectangulares.



Fuente: Kent y Park (1971).

B. Modelo de Mander:

Este modelo es aplicable a elementos con diversas geometrías transversales y diferentes niveles de confinamiento. Por esto este es el modelo que se utilizó en el presente proyecto de investigación. Este modelo constitutivo involucra un aumento en la resistencia y deformación en relación con el área y la separación del refuerzo transversal a lo largo del componente. El punto de fallo (ϵ_{cu} , f_{cu}) es definido por la fractura del acero transversal y la resistencia máxima a la compresión (f'_{cc}). Mander et al. (1998).

$$f_{c(\varepsilon)} = \frac{f'_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^r} \quad (2-2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \left\{ 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \right) + 1 \right\} \varepsilon_{co}$$

$$r = \frac{Ec}{Ec - \left(\frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \right)}$$

Donde:

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

Ec : Módulo de elasticidad del concreto

ε_{cu} : Deformación unitaria última del concreto confinado.

f_{cu} : Resistencia última del concreto confinado.

ε_{cc} : Deformación unitaria máxima del concreto confinado.

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

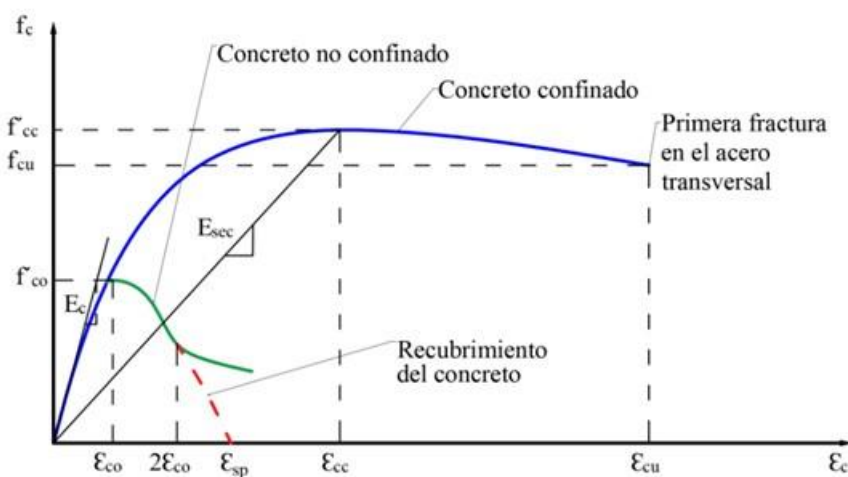
ε_{sp} : Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno.

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

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

Figura 2.9

Modelo de mander para el concreto confinado.



Fuente: Mander et al (1988).

2.2.2.4 Modelos constitutivos del acero de refuerzo

El acero de fortalecimiento es una sustancia maleable cuya conducta se ilustra mediante la curva de tensión frente a la deformación, tanto en tracción como en compresión. Para este componente, hay múltiples modelos que reflejan su conducta monótona.

A. Modelo Elastoplástico Perfecto

Se trata de un esquema bilineal básico que no contempla la fuerza de fluencia superior ni el aumento de tensión ocasionado por el endurecimiento por deformación. El uso de este modelo no es remendado, ya que no es apropiado para la evaluación del desempeño ante sismos, por el hecho que no previene los esfuerzos posteriores a al estado de fluencia.

B. Modelo Trilineal

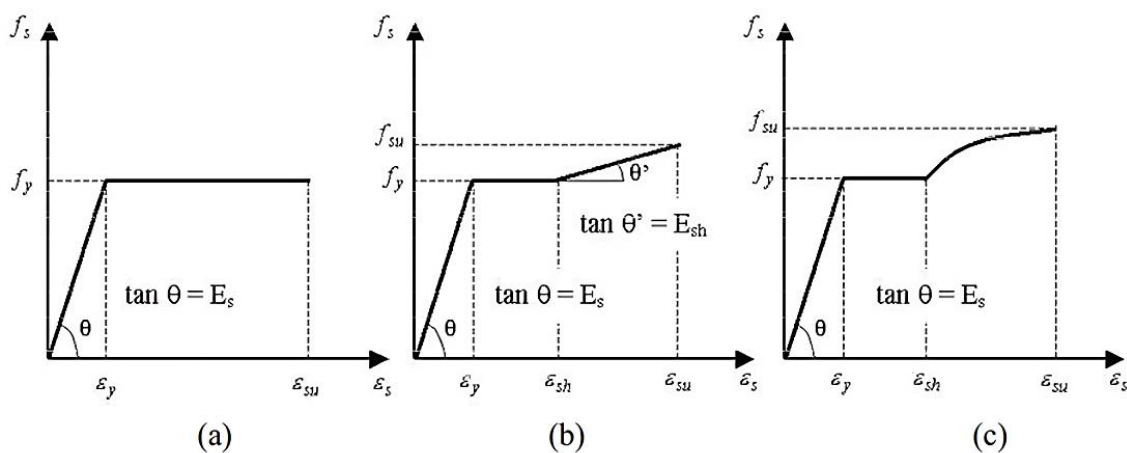
Este esquema se utiliza para acero de refuerzo, que experimentan el estado de fluencia y además exhiben endurecimiento, por lo consiguiente, tienen la capacidad de soportar esfuerzos posteriores al punto de fluencia.

C. Modelo con endurecimiento parabólico

En este esquema, la región elástica y la fase de fluencia se representan mediante segmentos lineales, mientras que el fenómeno de endurecimiento se modela con una curva parabólica, comúnmente de segundo o tercer grado. Este esquema es el más preciso para describir el comportamiento del acero de refuerzo.

Figura 2.10

Curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. a) Bilineal, b) Trilineal, c) Endurecimiento parabólico.



D. Modelo de Park y Paulay

Este esquema elastoplástico se distingue por su área elástica, su fase de fluencia y su región de endurecimiento debido a la deformación, que se representan mediante segmentos lineales y una curva parabólica de segundo o tercer grado, respectivamente.

Este esquema es el más fiel a la realidad en términos de representar la respuesta del acero de refuerzo. Además, el rango de endurecimiento por deformación se delimita en el espacio igual a $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, y se describe mediante la siguiente ecuación y sus parámetros.

$$f_s = \left(\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{60u + 2} \right) f_y \quad (2-3)$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (1 + 30r)^2 - (60r + 1)}{15r^2}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh}$$

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

f_{su} : Esfuerzo último del acero

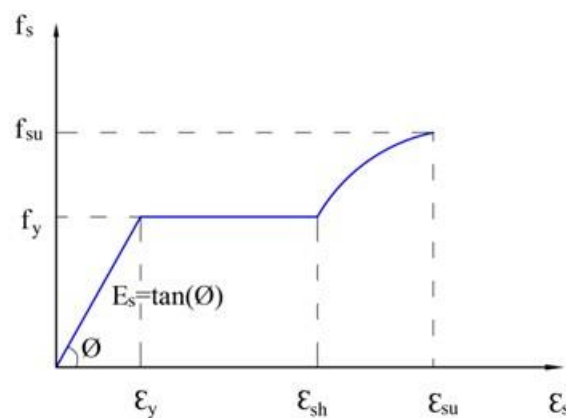
ε_{su} : Deformación unitaria ultima fluencia del acero

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

ε_y : Deformación unitaria de fluencia del acero

Figura 2.11

Modelo de Park y Paulay elastoplástico con endurecimiento por deformación.



Fuente: Park y Paulay (1975).

2.2.3 Modelo inelástico para secciones y elementos

2.2.3.1 Diagrama momento – curvatura

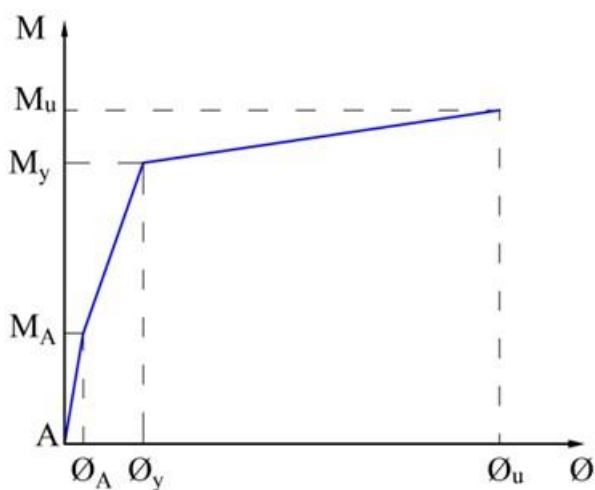
La elaboración de los diagramas momento - curvatura se desarrollan bajo las hipótesis de la mecánica de materiales o expresiones calibradas experimentalmente.

El ($M - \phi$) describe la capacidad de flexión y la deformación por curvatura en un análisis tanto lineal como no lineal de una sección de concreto armado. Asimismo, ofrece detalles sobre la capacidad máxima de deformación inelástica, las propiedades de disipación de energía y la no linealidad de la sección. Es la disposición de una sección para disipar energía, tanto a nivel de elemento como estructural, está directamente relacionada con su ductilidad.

Este gráfico se construye considerando los modelos constitutivos del concreto y del acero, y analizando la sección en tres estados diferentes, estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A), estado de fluencia (ϕ_y, M_y) y estado de agotamiento (ϕ_u, M_u). La relación entre el momento y la curvatura en una sección de concreto armado es inicialmente lineal mientras los momentos sean inferiores al momento de fisuración (M_A). Después de la fisuración, la relación continúa siendo casi lineal, pero con una pendiente diferente, hasta que se alcance la fluencia del acero (M_y) o el agotamiento del concreto (M_u). Si la fluencia del acero ocurre primero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcance su máxima resistencia (M_u) y, finalmente, su agotamiento máximo. Según Ottazzi (2011).

Figura 2.12

Diagrama momento - curvatura típica.



Fuente: Ottazzi (2011).

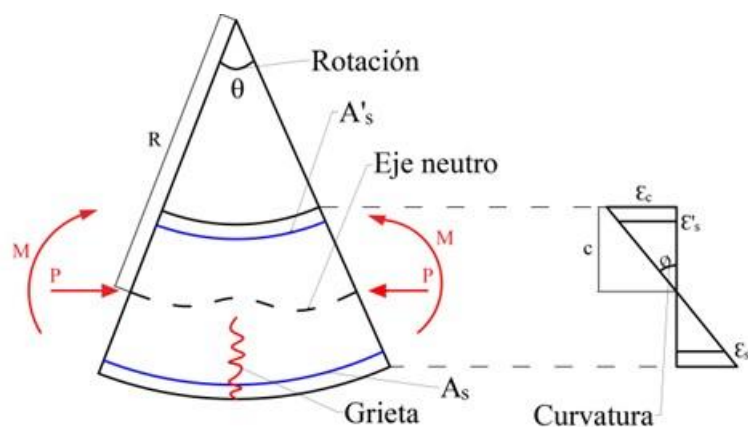
2.2.3.2 Diagrama momento – rotación

El gráfico de Momento-Rotación ($M-\theta$) se aplica a una parte específica del elemento, frecuentemente la región de la articulación plástica.

A partir del gráfico ($M-\theta$), es posible determinar la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento dentro de la zona de articulación plástica, la cual tiene una longitud L_p (longitud equivalente de plastificación). Esta medida abarca las grietas diagonales por corte, que no están consideradas en la elaboración del gráfico $M-\theta$, así como el deslizamiento del acero en las proximidades de las grietas y la disminución de la deformación unitaria del acero debido al concreto no fisurado; por lo tanto, la rotación inelástica resulta ser inferior que la calculada. Según Ottazzi (2011).

Figura 2.13

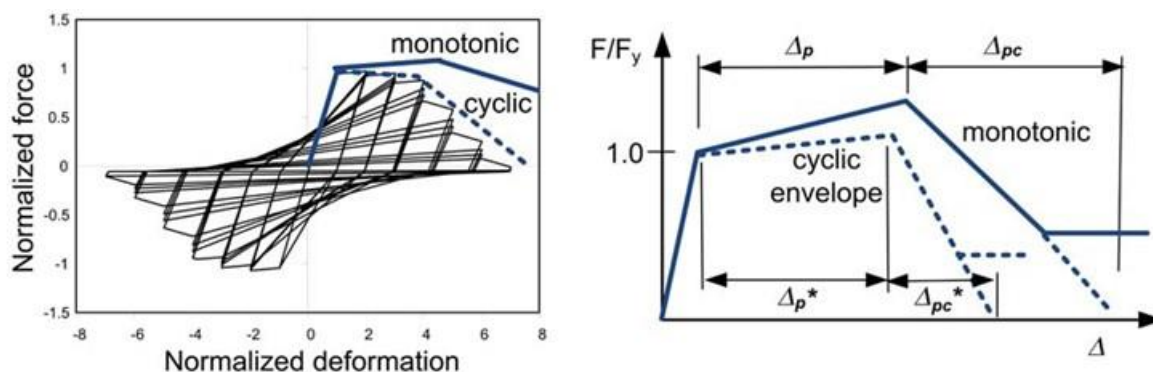
Curvatura y rotación de una sección.



Fuente: Ottazzi (2011).

Figura 2.14

Curvas troncales del modelo idealizado derivadas de curvas envolventes monótonas y cíclicas.



Fuente: PEER/ATC (2010).

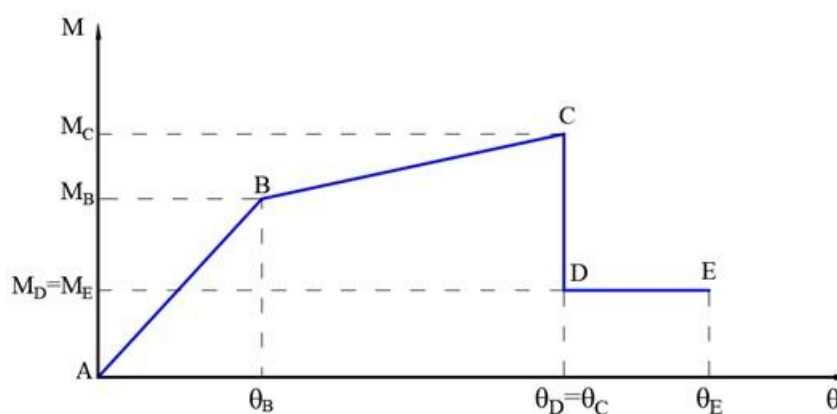
2.2.3.3 Diagrama simplificado momento – rotación

Los diagramas momento rotación pueden ser halladas en base a los diagramas momento-curvatura (teóricamente o de expresiones ajustadas experimentalmente) o íntegramente elaboradas de ensayos experimentales. Estos ensayos experimentales presentes en el ASCE/SEI 41-17, consideran de manera empírica todos efectos que contribuyen a la rotación y a la resistencia.

Dada la complejidad y el número de secciones que componen una estructura, resultaría poco práctico elaborar el gráfico de Momento-Rotación ($M-\theta$) para cada elemento individual. Por esta razón, se opta por utilizar diagramas simplificados que emplean segmentos lineales para representar la relación entre el momento aplicado y la rotación en puntos críticos.

Figura 2.15

Diagrama simplificado de Momento-Rotación.



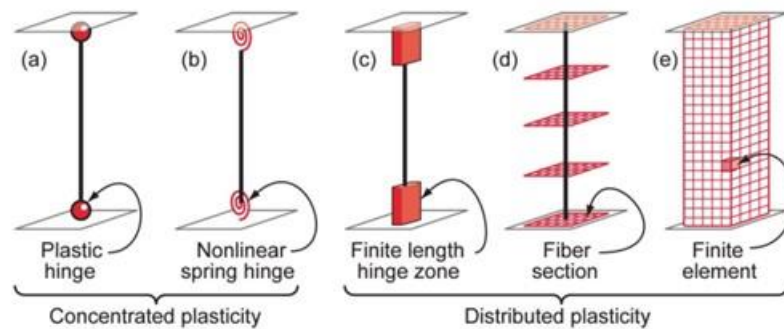
Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2014)

2.2.4 Modelo inelástico de los componentes estructurales

Los enfoques para modelar componentes estructurales inelásticos varían según cómo se distribuya la plasticidad en la sección geométrica, así como en toda la distancia del elemento.

En la práctica, se emplea el modelo de articulaciones plásticas de concentración de plasticidad para elementos como lo son, vigas, muros de albañilería confinada, vigas de acoplamiento y muros de concreto armado controlados por corte (Muros Delgados Largos o MDL). Por otro lado, se utiliza un modelo de sección de fibra con plasticidad distribuida para representar columnas y muros de corte.

En sistemas de concreto armado, si el tamaño y la capacidad del modelo computacional lo permiten, es factible emplear un enfoque de fibras para modelar todo tipo de elementos estructurales, tales como son vigas, columnas y muros de corte.

Figura 2.16*Tipos de modelos para componentes estructurales*

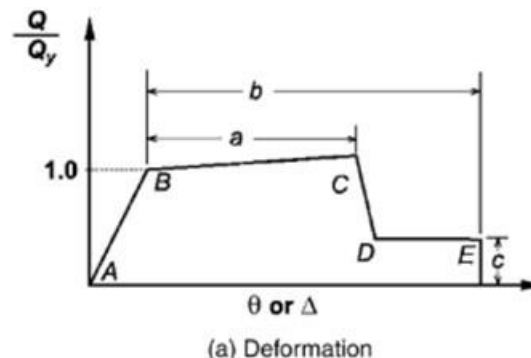
Fuente: NIST GCR 10-917-5 (2010).

2.2.4.1 Rotula Plástica

Es un modelo de plasticidad concentrada que describe la respuesta no elástica de una sección frente a una carga específica se caracteriza en este modelo. La parte elástica se modela teniendo en cuenta la geometría de la sección y las propiedades del material, sin tener en cuenta directamente los efectos de fisuración y agrietamiento en la sección. Dado que es un modelo basado en fenómenos observados, requiere de ajustes específicos. Las curvas de Backbone proporcionadas en el estándar ASCE/SEI 41-17 suelen describir adecuadamente este comportamiento, siempre y cuando la sección cumpla con los estándares de diseño sísmico correspondientes.

Los datos que compondrán la rótula plástica será lo que ilustren el comportamiento no elástico de la falla del elemento, en general la información se da mediante curvas Fuerza – Deformación, como las siguientes acciones contraladas por:

- Flexión: Diagramas Momento – Rotación.
- Corte: Diagramas Corte – Desplazamiento.
- Carga Axial: Diagramas de Fuerza Axial – Deformación axial.

Figura 2.17*Relación generalizada de fuerza vs deformación para componentes.*

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

La anterior Figura 2.17 ilustra el esquema global de las articulaciones plásticas concentradas se muestra mediante segmentos lineales. El segmento “AB” ilustra la respuesta elástica del elemento, exhibiendo su rigidez efectiva. En el punto “B”, se registra la primera cedencia de la sección. Posteriormente, el segmento “BC” ilustra la disminución en la resistencia del elemento (se considera una reducción entre el 0% al 10% en la rigidez inicial) hasta alcanzar su resistencia máxima en el punto C. Posterior a este punto, la resistencia disminuye hasta la falla, momento en el que se desprecia su capacidad resistente.

2.2.4.1.1 Rigideces efectivas para modelo de rotulas plásticas

Sirve para representar la rigidez efectiva del elemento para cargas cercanas al inicio de la fluencia (sección fisurada).

El ASCE/SEI 41-17 propone ciertos valores para cada elemento y acción. Mas allá de estos valores, el juicio ingenieril debe prevalecer para asignar adecuadamente a cada elemento lo que le corresponde.

Tabla 2.6

Valores de rigidez efectiva.

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Vigas no pretensadas	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	-
Vigas pretensadas	$E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	-
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $> 0.5 A_g f'_{cE}$	$0.7E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_g f'_{cE}$ o con tensión	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compression) $E_{cE}A_g$ (tension)
Uniones viga-columna	Consulte la sección 10.4.2.2.1	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$
Losas planas: no pretensadas	Consulte la sección 10.4.2.2	$0.4E_{cE}A_w$	-
Losas planas: pretensadas	Consulte la sección 10.4.2.2	$0.4E_{cE}A_w$	-
Muros agrietados	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compression) $E_{cE}A_g$ (tension)

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.2.4.1.2 Rotula plástica para vigas de concreto armado

Para elaborar las rotulas plásticas de plasticidad concentrada, se utiliza la guía del ASCE/SEI 41-17, que incluye las denominadas "Curvas Backbone" que van a describir el comportamiento de las estructuras. Según el modo de fallo previsto para la sección, se genera la curva de Fuerza - Deformación correspondiente.

Tabla 2.7

Parámetros de modelado y criterios de aceptación para vigas para análisis no lineales.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
				Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V-V'}{V_{max}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤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 ≤ 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 ≤ 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'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

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

^b Where 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 ≤ 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.

Note: f'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

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

^b Where 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 ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_d) 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/SEI 41-17 (2017).

En el cual:

- ρ_{bal} : Es la cuantía balanceada.
- ρ : Es la cuantía de acero de refuerzo en tracción.
- ρ' : Es la cuantía de acero de refuerzo en Compresión.
- V^d : Fuerza de cortante de diseño del análisis sísmico no lineal.
- f_{cE} : Resistencia esperada del Concreto.
- d : Medida del peralte efectivo de la viga.
- b_w : Medida del ancho de la viga.
- C : Acero de refuerzo transversal conforme.
- NC : Acero de refuerzo transversal no conforme.

El proyecto ATC 114 realizo un trabajo que recogió la investigación realizada por la academia para llevarla al contexto practico de la aplicación. Con estos documentos se puede definir la pendiente entre los puntos B a C, y el punto D. Como, $M_u/M_y = 1.13$.

Tabla 2.8

Puntos de control histeréticos de la columna vertebral para vigas y columnas de hormigón armado con estructura momento

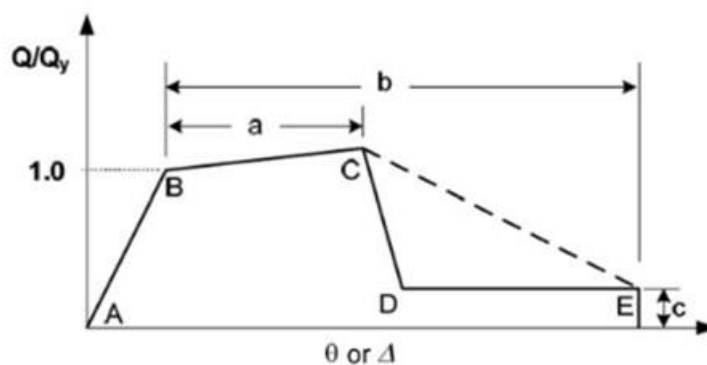
Parameter	Monotonic		Cyclic	
	Median	COV	Median	COV
Initial Stiffness E_{eff}	$0.3E_c I_g \leq \left[0.3 + \left(\frac{P}{A_g f'_c} - 0.1 \right) \right] E_c I_g \leq 0.7E_c I_g$	0.45	$0.3E_c I_g \leq \left[0.3 + \left(\frac{P}{A_g f'_c} - 0.1 \right) \right] E_c I_g \leq 0.7E_c I_g$	0.45
Yield Strength M_y	M_s	0.23	M_s	0.23
Peak Strength M_u	$1.13M_s$	0.23	$1.13M_s$	0.23
Plastic Rotation $\theta_{ap,pl}, \theta'_{cap,pl}$	$0.155(0.16)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01v_{max} f'_c}$	0.61	$0.11(0.16)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01v_{max} f'_c}$	0.61
Post-Peak Plastic Rotation $\theta_{pc}, \theta'_{pc}$	$(0.76)(0.031)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10$	0.72	$(0.38)(0.031)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.05$	0.72

Fuente: NIST GCR 17-917-45

Si bien ASCE/SEI 41-17 generalmente ofrece cifras particulares para delinear los puntos de la curva backbone, B, C y E, aunque la pendiente negativa entre el punto C y D resulta menos precisa. Dado que, en la mayoría de las circunstancias, la caída de la pendiente es más gradual de lo que sugiere la Figura 2.18, podría resultar más adecuado definir la sección descendente entre el punto C y E. (o a un punto entre D y E), como se ilustra en la línea discontinua en la figura (ATC 114). Se puede asumir que $D \approx (0.9 - 1.0)E$.

Figura 2.18

Curva fuerza-deformación generalizada (PEER/ATC 2010).



Fuente: NIST GCR 10-917-5

Las posiciones de las articulaciones plásticas se encuentran en los extremos de las vigas y columnas. Los puntos de conexión entre las columnas y las vigas (conocidos como nudos) se tratan como conexiones rígidas.

2.2.4.1.3 Rotula plástica para vigas de acoplamiento

En la práctica se está empleando

Figura 2.19

Rotula plástica para vigas de acoplamiento. (a) Diseño Convencional (M_u y V_{cap}), (b) Diseño con Refuerzo Diagonal.



Nota: (a) Si se diseñó como viga de pórtico a M_u y V_{cap} , usar caso (a), dos rotulas por Flexión, Tabla 10.19. (b) Si se diseñó con refuerzo diagonal, usar caso (b), una rotula por corte en el centro.

Tabla 2.9

Parámetros de modelado y criterios de aceptación para muros estructurales y componentes asociados controlados por flexión en procedimientos no lineales.

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radlans)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary ^b						
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Structural wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$		a	e	c			
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6		0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

En el último apartado de la Tabla 2.9, se visualiza los parámetros únicos para vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal, se está empleando una rotula concentrada en el centro, convirtiendo el diagrama de corte rotación a diagrama de corte desplazamiento a través de:

$$\delta = \theta xL$$

2.2.4.2 Modelo de fibras

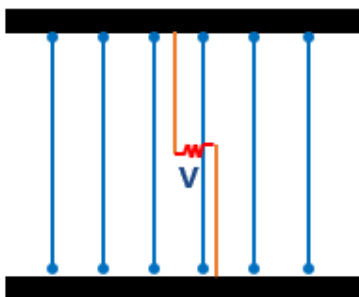
El enfoque del modelo de fibras es una técnica de modelado que distribuye la plasticidad a lo largo de la sección transversal de un elemento estructural. Esta metodología permite tener en cuenta los efectos de carga axial y flexión, a través de fibras verticales de concreto y acero de refuerzo, la aportación del concreto a la resistencia al corte y el agrietamiento de la sección. Es una herramienta comúnmente empleada en el análisis de muros de concreto armado

El método de fibras, también conocido como el método de dovelas, fue presentado inicialmente por Kunnath et al. (1992), basado en el trabajo previo de Mander (1984). En este procedimiento, la sección transversal se divide en múltiples fibras o segmentos, y se identifican las ubicaciones del refuerzo de acero. Luego, la sección se somete a incrementos de curvatura y la distribución de deformaciones se determina mediante consideraciones de compatibilidad y equilibrio

Aunque el modelo de fibras es efectivo para capturar el comportamiento inelástico de los materiales, presenta algunas simplificaciones. Por ejemplo, puede sobreestimar la rigidez inicial y subestimar las deformaciones de compresión por flexión. Además, en el caso de muros esbeltos, puede sobreestimar la capacidad de carga lateral.

Figura 2.20

Modelo de fibras de plasticidad distribuida en muros de concreto armado.



2.2.4.2.1 Modelo de fibras para columnas y muros de concreto armado

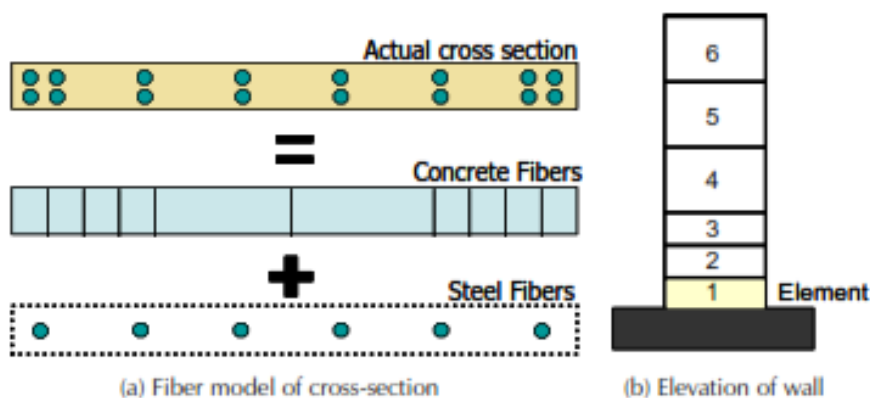
El uso de este modelo ofrece varias ventajas significativas. Por un lado, permite capturar de manera precisa la fisuración en la sección. Además, facilita el vínculo entre la carga axial (P) y el momento flector (M_n), lo que es fundamental para un análisis preciso de la capacidad de carga de una estructura. Asimismo, el modelo de fibras es capaz de capturar la rigidez de la sección y finalmente, permite visualizar y comprender lo que está ocurriendo a lo largo de la sección, lo que será de gran utilidad para la toma de decisiones en el diseño y análisis estructural.

Sin embargo, también presenta algunas desventajas. Por ejemplo, no es capaz de capturar algunos modos de falla importantes, como el cortante y el pandeo. Esto puede limitar su utilidad en ciertas situaciones donde estos modos de falla son críticos. Además, el modelo

de fibras tiene algunas limitaciones en la captura de la degradación de la estructura. Además, los resultados derivados del modelo de fibras pueden depender en gran medida del tamaño vertical de la fibra (mesh), lo que puede requerir una cuidadosa selección de parámetros para obtener resultados precisos.

Figura 2.21

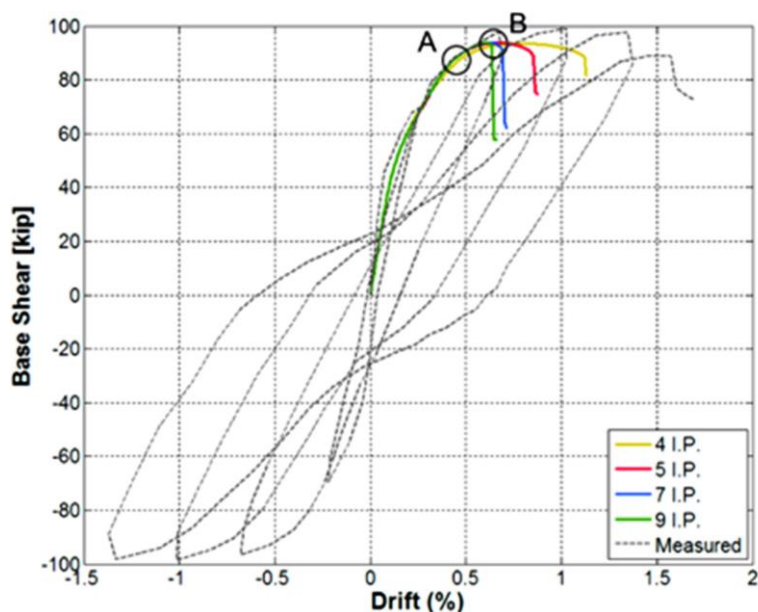
Representación del modelo de fibras en elementos de concreto armado.



Fuente: PEER/ATC – 72-1

Figura 2.22

Impacto del tamaño de malla en modelos sin regularización de materiales. Tenga en cuenta que los resultados se proporcionan para elementos viga-columna con diferentes niveles de refinamiento de malla, como resultado de diferentes números de puntos de integración (IP) utilizados dentro del elemento.



Fuente: NIST GCR 17-917-45

De la Figura 2.22 el NIST GCR describe que se realizó un análisis utilizando un modelo de elementos finitos de tipo viga-columna de fibra para simular el comportamiento de un muro de concreto. Los resultados obtenidos evidencia que en cuanto incrementa el número de secciones de fibra por elemento, la capacidad de deriva del muro disminuye. Esto se debe a que, al agregar más secciones de fibra al modelo, se reduce la longitud asociada con la sección crítica, lo que resulta en una reducción de la rotación de la sección y, por lo tanto, de la deriva total de la pared. En resumen, un mayor refinamiento de la malla en el modelo conduce a una capacidad de deriva reducida en el muro de concreto, mayor deformación unitaria y la degradación es mayor.

Entonces, algunas soluciones para mitigar la dependencia de la malla (Mesh) podrían ser:

- Evitar que la estructura entre en la zona de degradación (PBSD apunta a esto), lo que implica un diseño cuidadoso para mantener la integridad estructural.
- Elegir un tamaño de paso (L_p) adecuado en el modelo de elementos finitos, lo que puede ayudar a controlar la respuesta de la estructura y reducir la sensibilidad a la malla.

Según, 2020 LATBSD, para muros, la dimensión vertical máxima de los elementos de fibra en las regiones en las que pueden ocurrir deformaciones plásticas (L_p) en modelos analíticos no lineales se puede tomar como:

$$L_p \leq \begin{cases} 0.5L_w \\ h_i \\ h_n \end{cases}$$

Donde L_w es la longitud horizontal del muro, h_i es la altura del piso y h_n es la altura total del edificio desde la base de corte hasta el techo.

El modelo de fibras, aunque presenta ciertas limitaciones, en la práctica es el modelo más empleado, ya que representa muy bien el comportamiento de muros especiales los cuales, tienen un comportamiento dúctil a flexión.

Y Para abordar el problema de subestimar las deformaciones de compresión, guías como el LATBSDC 2020 siguen duplicar las deformaciones del concreto ϵ_c que se obtienen en la respuesta.

2.3 Análisis Estático no Lineal

También conocido como análisis Pushover presenta como una metodología que examina la aptitud de una estructura preconcebida, detectando la secuencia en que se desarrollan los mecanismos y las deficiencias en sus componentes. En este tipo de análisis, se imponen cargas laterales anticipadas que se incrementan de manera constante hasta llegar al máximo desplazamiento o a un punto de límite inelástico de la estructura. El monitoreo de los

desplazamientos se ejecuta en el punto con mayor sensibilidad de la estructura, generalmente suele ser el centro de masa del último nivel.

Al momento de poder en práctica un pushover o análisis estático no lineal, se requiere crear un esquema de fuerzas laterales que, al aplicarlas a una estructura, estas aumenten progresivamente hasta lograr que la estructura llegue a su límite, partiendo desde un estado de carga por gravedad.

A) Cargas gravitacionales

Está compuesta por las cargas permanentes y una fracción de las cargas vivas. El guía del ASCE/SEI 41-17 en la sección 7.22 presenta una fórmula para calcular la carga gravitacional para los análisis no lineales, la cual se detalla a continuación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

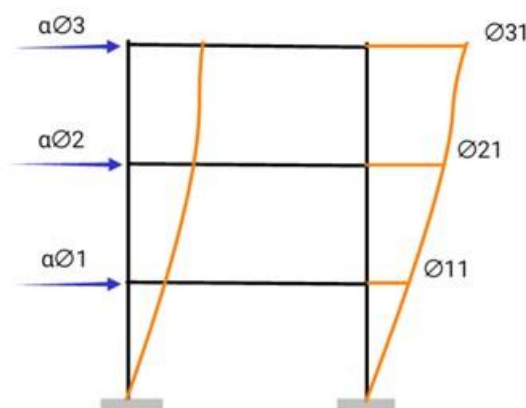
Donde: Q_D : Carga muerta.
 Q_L : Carga viva efectiva.
 Q_S : Carga de nieve. Donde $Q_S = 0$.

B) Cargas laterales

En esta instancia de investigación, de acuerdo con las pautas del ASCE/SEI 41-17, se utiliza un conjunto de cargas laterales proporcionales al modo fundamental de vibración, generalmente se encuentra en los tres primeros modos para cada dirección de análisis no tomando en cuenta el modo de rotación.

Figura 2.23

Carga lateral proporcional al modo fundamental de vibración.



Fuente: Elaboración propia.

2.3.1 Secuencia del análisis pushover

1. Elaborar el modelo tridimensional con la configuración estructural pre diseñada, incorporando las propiedades de las curvas backbone o rotulas plásticas donde se muestra relación fuerza-deformación en los elementos tipo viga, y el uso del modelo de fibras para elementos tipo columnas y muros de corte, siguiendo lo especificado a detalle en las tablas del ASCE/SEI 41-17.
2. Definir un punto de control, el cual se posicionará en el centro de masa del último nivel del edificio o en una ubicación cercana a este
3. Crear y asignar un patrón de fuerza lateral el cual ira aumentando gradualmente de manera monotónica hasta llevar a la estructura a su límite de desplazamiento. Esta fuerza lateral será ajustada de manera proporcional a la forma de los modos fundamentales de vibración de la estructura, según su dirección actuación.
4. Generar la curva de capacidad al registrar la fuerza basal de corte y la desviación del punto de control, además de las fuerzas y deformaciones individuales de cada componente, para posteriormente compararlas con sus respectivas representaciones gráficas de momento-rotación ($M - \theta$).
5. Lograr la curva de pushover o curva de capacidad, que refleje de manera idealizada el comportamiento de la estructura para resistir cargas y deformaciones.

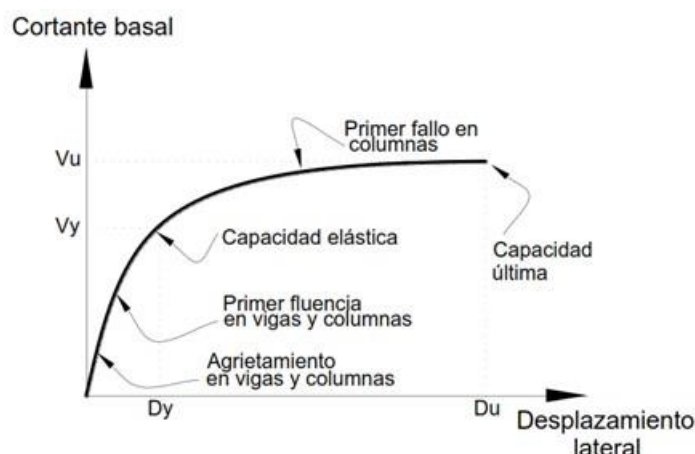
2.3.2 Limitaciones del uso

El Pushover o análisis sísmico estático no lineal se puede utilizar siempre que se satisfagan estas dos condiciones:

1. El índice de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser inferior que el valor máximo establecido μ_{max} . Si esta condición no se satisface, se requiere realizar un Análisis Dinámico No Lineal y así poder verificar la estabilidad dinámica del sistema. El índice de resistencia $\mu_{strength}$ indica el grado de no linealidad presente, mientras que μ_{max} representa el nivel de degradación del sistema. Para aquellas estructuras que ensayan un índice de resistencia $\mu_{strength}$ superior al valor máximo μ_{max} muestran una degradación considerable. Estos parámetros, $\mu_{strength}$ y μ_{max} , se definen dentro del Método de Coeficientes. " $\mu_{strength} \leq \mu_{max}$ "
2. Los modos de vibración más altos no deben tener un impacto significativo en la respuesta general de la estructura. Con este fin, es esencial realizar lo siguiente: Llevar a cabo un análisis modal espectral utilizando la cantidad adecuada de modos para representar el 90% de la masa efectiva (escenario a). Luego, realizar el mismo análisis solo considerando el primer modo fundamental (escenario b). Si la fuerza cortante de cualquier entrepiso del escenario (a) es menor a 130% las cortantes del escenario (b), se puede señalar que los modos superiores no son relevantes. " $V_i(a) \leq 1.30V_i(b)$ "

2.4 Curva de Capacidad

La curva se forma mediante puntos que representan el desplazamiento del último piso versus la fuerza cortante basal de la estructura.

Figura 2.24*Concepto de la curva de capacidad.*

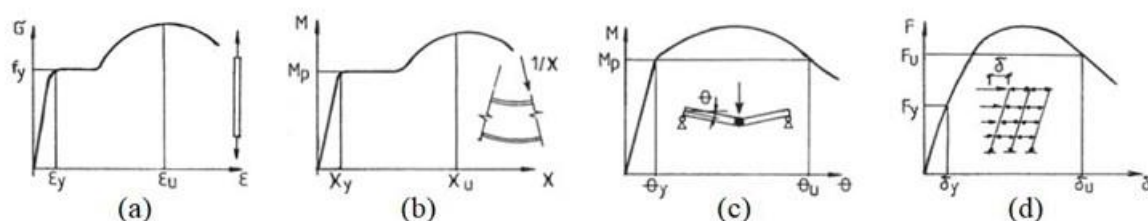
Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

2.4.1 Ductilidad

Se conceptualiza como la capacidad de un material o estructura para experimentar alteraciones inelásticas significativas antes de la falla. En el diseño sísmico, la ductilidad es una propiedad crucial que permite a las estructuras absorber energía sísmica y disiparla de manera controlada, reduciendo así el riesgo de colapso.

Para los elementos de concreto armado, la ductilidad de la sección geométrica se consigue inicialmente a través del acero de refuerzo, el cual tiene la capacidad de deformarse plásticamente incluso después de que el concreto haya alcanzado su límite de elasticidad. Esta capacidad de deformación plástica del acero permite que la estructura mantenga cierta capacidad de carga y resistencia aún después de haber excedido su capacidad elástica.

La ductilidad disponible hace referencia a la capacidad real de una estructura para deformarse plásticamente, debido que la ductilidad demandada es la cantidad de ductilidad requerida para resistir las fuerzas sísmicas esperadas en un evento sísmico específico.

Figura 2.25*Modelos de ductilidad.*

Fuente: Gioncu y Mazzolani (2001).

- a) La ductilidad del material o ductilidad axial se refiere a la capacidad del material para experimentar deformaciones plásticas significativas antes de fallar. Esta cualidad se relaciona con la capacidad del material para deformarse y absorber energía sin romperse.

$$\mu\varepsilon = \varepsilon u / \varepsilon y \quad (2-4)$$

- b) La ductilidad de la sección transversal, también conocida como ductilidad de flexión. Este concepto se relaciona con la capacidad de la sección para deformarse significativamente sin perder su integridad estructural.

$$\mu\chi = \chi u / \chi y \quad (2-5)$$

- c) La ductilidad del componente, también denominada ductilidad de torsión, se establece al tener en cuenta las características específicas del elemento. Este término se emplea para describir la capacidad del elemento para resistir y deformarse bajo torsión sin sufrir un fallo catastrófico.

$$\mu\theta = \theta u / \theta y \quad (2-6)$$

- d) La ductilidad del sistema, también conocida como ductilidad de movimiento, aborda el comportamiento global de la totalidad del sistema estructural. Este concepto se alude a la capacidad del conjunto estructural para absorber energía y deformarse sin experimentar un colapso repentino.

$$\mu\delta = \delta u / \delta y \quad (2-7)$$

2.4.2 Sobrerresistencia

La el fenómeno de incremento de la capacidad de carga de las estructuras y componentes estructurales que van más allá de su límite elástico es conocido como sobre resistencia. Para evaluar este incremento, se emplea una división de fuerzas, donde la sobrerresistencia de una estructura se determina mediante la relación entre la fuerza ultima antes del colapso con la fuerza asociada a al punto de fluencia efectiva.

Es factible el cálculo de la sobrerresistencia para la aplicación de un nivel de sismo en particular.

$$SR_{u/y} = Vu / Vy \quad (2-8)$$

$$SR_{d/y} = Vd / Vy \quad (2-9)$$

De manera similar, es posible estimar la sobrerresistencia de un componente estructural.

$$SR_{u/y} = Mu / My \quad (2-10)$$

$$SR_{d/y} = Md / My \quad (2-11)$$

2.4.3 Punto de desempeño

2.4.3.1 Método de los Coeficientes

Se basa en la “modificación del desplazamiento” de un SDOF elástico para, por medio de coeficientes, poder obtener el desplazamiento inelástico objetivo (desplazamiento del techo del MDOF).

Este enfoque fue denominado el Método de los Coeficiente de Desplazamiento (DCM) en los reportes del FEMA 273 (1997) y FEMA 356 (2000).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2-12)$$

En el reporte FEMA 440 (2005) se hizo un estudio exhaustivo de SDOF y se propusieron mejoras al método de los coeficientes de desplazamiento. Estas mejoras y modificaciones fueron recogidas en el ASCE/SEI 41-06 (2007).

Donde el coeficiente C_3 representaba un ascenso del desplazamiento según a los efectos P-delta. Sin embargo, ante aumentos importantes de desplazamientos los efectos de la degradación de la resistencia y rigidez es importante, los cuales no pueden ser representados en un Pushover.

Por tal motivo, se eliminó el coeficiente C_3 y se añadió μ_{max} , el cual es un valor frontero que se asocia con la inestabilidad dinámica.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m > \mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (2-13)$$

Si se cumple la anterior ecuación implica que la estructura tendrá inestabilidad dinámica debido a los efectos P- Delta. Entonces, el procedimiento estático no lineal (NSP) no se puede realizar y en su lugar se debe hacer un procedimiento dinámico no lineal (NDP).

Una mejor opción es visualizar la curva Pushover. Primero ver si el efecto P-Delta es importante y segundo, cuán importante es la pendiente negativa postfluencia.

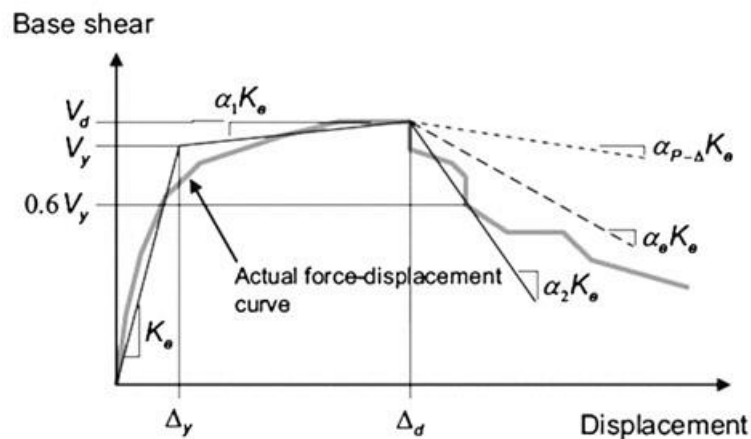
A) Curva Idealizada Fuerza - Desplazamiento

El segmento inicial parte desde el origen con una pendiente relacionada a la rigidez lateral efectiva “ Ke ” hasta el punto de fluencia, además está condicionada a la interacción con la rigidez secante que tiene como valor de cortante que alcanza el 0.6 del cortante de fluencia de la estructura “ V_y ”. El siguiente tramo refleja la inclinación posterior al punto de fluencia, denotada por $\alpha_1 Ke$, el cual se determina conectando el punto (V_d, Δ_d) con el encuentro del segmento inicial, asegurando así un equilibrio aproximado entre las áreas entre la curva y la representación bilineal. El punto (V_d, Δ_d) se sitúa en la curva de capacidad real y es el menor valor entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento relacionado al máximo cortante basal. El último tramo representa una pendiente negativa $\alpha_2 Ke$ posterior al punto de colapso, y se establece mediante el punto (V_d, Δ_d) y la intersección donde la

fuerza cortante basal disminuye al 0.6 del cortante de fluencia efectiva de la estructura “ V_y ”. Según el ASCE/SEI 41-17 (2017).

Figura 2.26

Curva de capacidad idealizada.



Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

B) Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se calcula de acuerdo a:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2-14)$$

Dicha relación hace referencia al desplazamiento espectral del SDOF “equivalente”. Donde sus principales características de los valores espectrales son elásticos y hallados para un SDOF.

$$S_a \frac{C_0^2}{4\pi^2} = \frac{S_a}{\omega_e^2} = S_d \quad (2-15)$$

Además, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ donde $T_e = T_i$, periodo efectivo va a coincidir con el periodo inicial.

C_0 : Factor de modificación de respuesta del desplazamiento espectral del SDOF al desplazamiento de techo del MDOF. Existen tres alternativas para su cálculo, que a continuación se detallan:

- Factor de participación modal del primer modo (Γ_1) multiplicado por la forma modal relacionado al techo del primer modo ($\phi_{techo,1}$).
- Factor de participación modal (Γ_{shape}) multiplicado por la forma modal correspondiente al techo ($\phi_{techo,shape}$), ambos asociados con la forma defeccionada de la sistema estructural en el punto de desempeño.
- Usando de la Tabla 2.10, lo cual puede ser conservador.

Tabla 2.10*Valores para el factor de modificación C_0 .*

Número de Pisos	Cortante en Edificios		Otros Edificios
	Patrón de Carga Triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Patrón de Carga Uniforme (2.1)	Cualquier Patrón de Carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

Para número de pisos de 1, la respuesta del MDOF es íntegramente la del SDOF, así como para un número de niveles superior a 10 la respuesta del MDOF tiene influencia de los modos altos, como se observa en la Tabla 2.10.

C_1 : El valor de S_d calculado previamente corresponde a un valor elástico. Por tal motivo, se debe usar el factor C_1 para transformarlo a un desplazamiento inelástico.

Es decir que el coeficiente C_1 es equivalente a relación R- μ -T, R el factor de modificación de respuesta sísmica igual a 1, por ser un análisis basado en desempeño, μ la ductilidad y T el periodo.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (2-16)$$

Dónde: a : Parametro de clase de sitio:

= 130 para Sitio Clase A o B;

= 90 para Sitio Clase C;

= 60 para Sitio Clase D, E o F;

Para periodos menos que 0.20 seg. C_1 no es necesario considerar un valor superior al indicado correspondiente a $T = 0.20$ segundos. Y para periodos superiores a 1.00 segundos. C_1 es igual 1.0.

$\mu_{strength}$: Ratio entre la aceleración elástica demandada y la aceleración de fluencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (2-17)$$

Donde:

S_a : Es la pseudoaceleración asociada a T_e .

V_y : Es la resistencia de fluencia sacada de la curva idealizada fuerza-desplazamientos.

C_m : Es el parámetro de masa efectiva.

W : Es el peso sísmico de la estructura.

Tabla 2.11

Valores para el factor de masa efectiva C_m .

Numero de pisos	Pórtico de concreto resiste a momento	Muro de corte de concreto	Pier-Sprandel de concreto	Pórtico de acero resiste a momento	Pórtico de acero arriostrado concéntrico	Pórtico de acero arriostrado excéntrico	Otros
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o mas	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Nota: C_m se tomará como 1,0 si el período fundamental, T , en la dirección de la respuesta considerada es mayor que 1,0 s. Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

C_2 : El análisis Pushover no considera de forma explícita los efectos dinámicos como las formas de histéresis, efecto pinched, degradación de la resistencia y rigidez. Entonces, el coeficiente C_2 busca representar todos estos efectos.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e^2} \right)^2 \quad (2-18)$$

Donde todos los términos ya fueron detallados previamente

Para periodos mayores a 0.70 seg. C_2 debe ser igual a 1.

Posee una gran facilidad en su aplicación. Así mismo, los coeficientes tienen conceptos entendibles que los usamos día a día. Por tales motivos, es un método ampliamente usado que ha sido extrapolado a distintos tipos estructuras.

Sin embargo, no deja de tener muchas limitaciones que son característicos de los Pushover convencionales como el hecho de solo considerar el modo fundamental en la respuesta total de la estructura, ser inapropiado para estructuras muy flexibles debido a los efectos P-Delta, ya que los efectos dinámicos son representados indirectamente.

2.5 Evaluación del desempeño sísmico

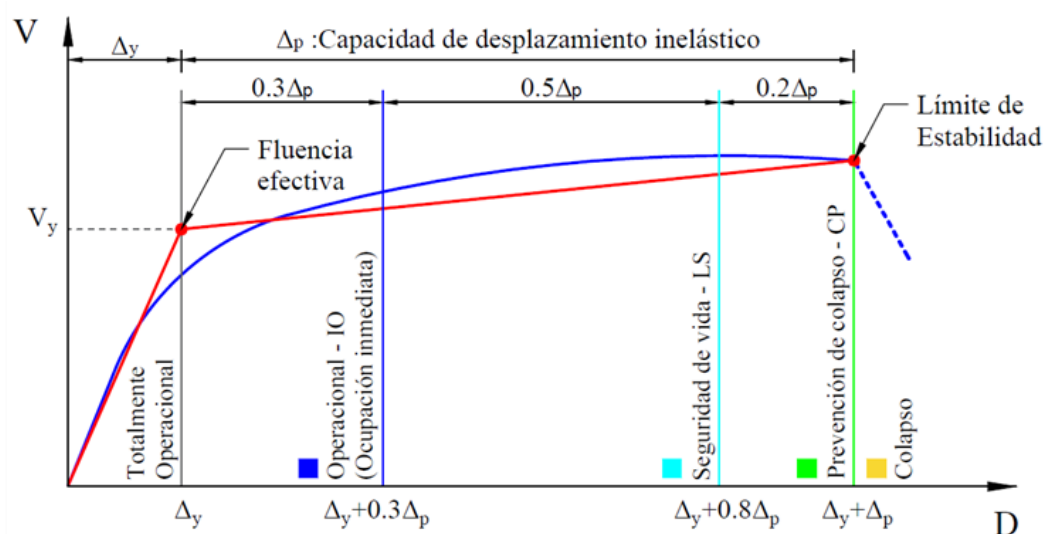
La verificación del desempeño sísmico implica la confrontación de la respuesta conseguida utilizando un análisis pushover, que es el punto de desempeño y los criterios de aceptación establecidos para las categorías de desempeño de la estructura. Los criterios establecen límites adecuados tanto para la aceptabilidad general de la estructura como para sus elementos y componentes.

2.5.1 Límites de aceptabilidad global de la estructura

- A) Cargas de Gravedad:** La capacidad de resistencia de la estructura bajo cargas gravitatorias debe mantenerse sin cambios e íntegro para lograr un nivel de rendimiento tolerable en todas las circunstancias. La estructura debe poder transmitir a otras partes del sistema de manera eficiente cualquier disminución de la capacidad de un componente ante la influencia de cargas gravitacionales.
- B) Cargas laterales:** La capacidad para resistir fuerzas laterales de la estructura, lo cual abarca la capacidad para soportar cargas gravitatorias mediante desplazamientos laterales conocido como efecto P- Δ .
- C) Desplazamientos laterales:** Los desplazamientos en el punto de desempeño deben ser evaluados con los límites determinados en función del nivel de desempeño. El ATC-40, define restricciones para la deriva total (incluyendo tanto la parte elástica como la inelástica) y para la deriva inelástica:

Figura 2.27

Representación bilineal sectorizada por niveles de desempeño de la curva de capacidad.



Fuente: ATC- 40 (1996).

El ATC-40 segmenta el gráfico de capacidad en cuatro secciones, tal como se ilustra en la Figura 2.27, cada una vinculada a un grado de rendimiento que indica un rango de movimiento y una solicitud sísmica particular. La sección inicial de la curva, que exhibe una línea recta, refleja la respuesta elástica de la estructura, en este rango las deformaciones son eventuales y la estructura se encuentra en un estado de total operatividad. Las tres zonas siguientes corresponden a desplazamientos donde la estructura experimenta deformaciones inelásticas permanentes, lo que resulta en una degradación de su rigidez y acumulación de daño estructural.

2.5.2 Límites de aceptabilidad de elementos y componentes

Cada componente estructural (ya sea un pórtico, muro o diafragma) debe ser examinado para determinar si sus partes individuales se comportan dentro de los rangos considerados aceptables.

A) Componentes primarios y secundarios

Son catalogados como primarios o secundarios a aquellos componentes que influyen en la estabilidad lateral o en la distribución de las cargas en una construcción, o que son influenciados por su deformación lateral, incluso si no están diseñados para ser parte del sistema resistente a las fuerzas sísmicas.

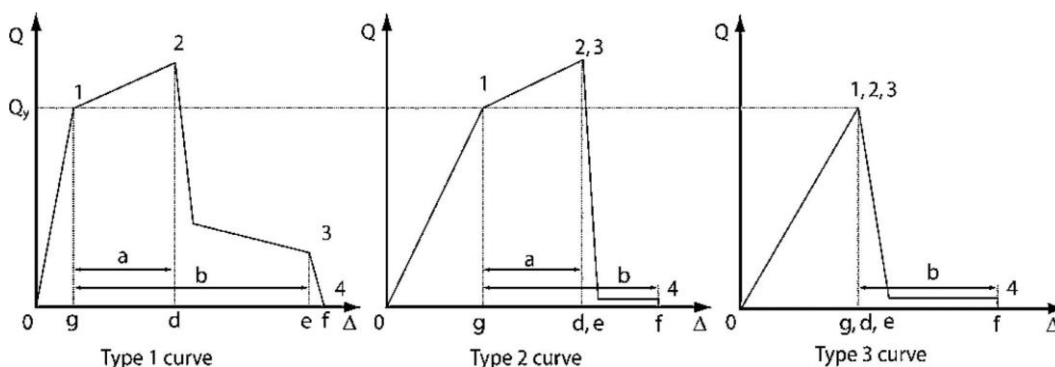
Se considerará como primordial cualquier elemento estructural esencial para contrarrestar las fuerzas sísmicas y para ajustarse a las deformaciones con el fin de alcanzar el nivel de rendimiento deseado.

Por otro lado, un componente estructural puede ser considerado secundario si se ajusta a las deformaciones sísmicas y ya no sería indispensable que soporte específicamente las fuerzas sísmicas con tal de alcanzar el nivel de rendimiento deseado en la estructura.

B) Acciones controladas por desplazamiento o fuerza

Figura 2.28

Curvas de fuerza de componente versus curvas de deformación.



Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

Tabla 2.12

Limites de aceptabilidad para los elementos y componentes.

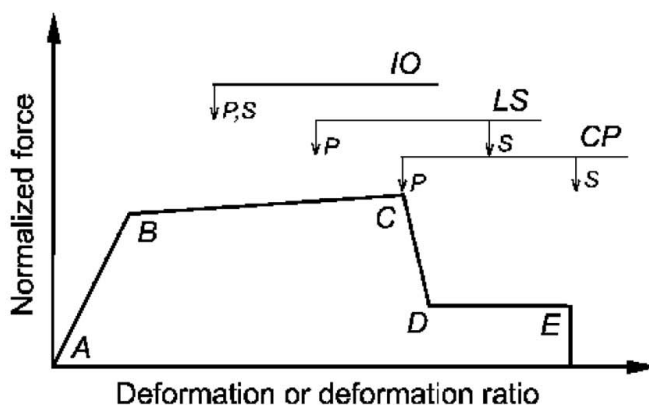
Elemento	Controlado por	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Primario	Desplazamiento	Si: $d \geq 2g$	Si: $e < 2g$	Nunca
	Fuerza	Si: $d < 2g$	Si: $e < 2g$	Siempre
Secundario	Desplazamiento	Siempre	Si: $f \geq 2g$	Si: $f \geq 2g$
	Fuerza	Nunca	Si: $f < 2g$	Si: $f < 2g$

Fuente: Adaptado de ASCE/SEI 41-17. (2017)

Para el proyecto en cuestión, es imperativo que nuestros elementos sigan la tendencia tipo 1, que ilustra la conducta flexible, donde se establecen tres etapas: la fase elástica (0-1), la fase de fortalecimiento (1-2) y la fase de deterioro (2-3).

Figura 2.29

Criterios de aceptación de deformación para elementos y componentes.



Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

Los estándares para aprobar un nivel de desempeño se definen como parámetros de modelado de las curvas backbone del ASCE/SEI 41-17, como IO, LS y CP. La verificación del modelo de fibras se realiza a través de la caracterización de cada sustancia.

Estos nos brindan dominio sobre la condición del material que forma la sección. En cuanto al hormigón, se distingue entre su capacidad confinada y no confinada. Los criterios de aprobación del acero de refuerzo pueden cambiar según la categoría (Grado). Estos límites de aprobación se fundamentan en pruebas experimentales

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Tip de investigación

El tipo de pesquisa que se llevará a cabo en este proyecto de investigación es mixto, combinando elementos cuantitativos y experimentales. Será cuantitativo debido a que se realizarán cálculos y análisis numéricos para analizar el rendimiento sísmológico de la construcción frente a una solicitud sísmica particular. Sin embargo, es importante destacar que la respuesta a la pregunta de investigación no se limita a los resultados numéricos obtenidos, sino que estos sirven como base para analizar si el desempeño de la estructura estudiada es adecuado o no. Por lo tanto, se puede considerar que el desempeño de la estructura se interpreta como una cualidad inherente a la misma.

3.2 Diseño de la investigación

El diseño de la pesquisa formulado en este proyecto es experimental y transversal, lo que significa que los datos se recolectaron en un único instante. La finalidad principal fue manipular la variable independiente de la tipología estructural para analizar las posibles variaciones en las variables dependientes, como el análisis sísmico modal espectral y el análisis estático no lineal.

3.3 Población y Muestra

La población está compuesta por todas las construcciones que tienen un sistema de muros de concreto armado de elevada altura, diseñadas y realizadas conforme a los requisitos de las regulaciones actuales de Perú en el territorio de Lima. El caso para analizar es una estructura de dieciocho pisos y siete niveles subterráneos, con un sistema de muros estructurales.

3.4 Recopilación de la información

Se presentan las características del proyecto en planos de arquitectura, estos permiten la visualización de la distribución arquitectónica de los diferentes ambientes de cada nivel.

3.4.1 Análisis de Información

Para llevar a cabo el análisis de la información se empleó el software ETABS versión 18, el cual posibilitó la creación del modelo y el análisis de la construcción.

3.4.2 Variables

Dado que las particularidades del sistema de estructura pueden impactar en la evaluación del edificio, en esta tesis se ha considerado el análisis no lineal estático como la medida dependiente, mientras que el tipo de estructura se ha tratado como la medida independiente.

Variables dependientes:

- Análisis estático no lineal

Variables Independientes:

- Tipología estructural

3.5 Variable y Operacionalización

Tabla 3.1

Operacionalización de variables

Variable	Según su naturaleza	Indicadores	Unidades	
Dependiente	Análisis sísmico modal espectral	Cuantitativa	Desplazamientos relativos de entrepiso	Adimensional
	Análisis estático no lineal	Cuantitativa	Rotulas plásticas y modelo de fibras	Rad, kgf/cm2
Independiente	Tipología estructural	Cualitativa	Carga muerta y carga viva Irregularidades estructurales	kg/m2, kg/m3 Adimensional

Fuente: Elaboración propia.

4. CAPITULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO LINEAL SEGÚN NTE E.030

4.1 Descripción general del edificio objeto de estudio

El proyecto de edificación se ubicada en el distrito de San Isidro, región Lima, Perú. Es un edificio de oficinas y departamentos, diseñado y estructurado en concreto armado de 7 niveles de sótanos, 18 niveles superiores y una azotea.

La altura de la superestructura es de 55.00 metros, y la profundidad de la subestructura es de 50.00 metros desde su nivel de fundación hasta el nivel de terreno natural y se encuentra cimentada en terreno de roca o terrenos altamente firmes, perfil Tipo S₁ según la normativa sísmica vigente. De acuerdo a la norma E.030 el factor de uso es de U=1.0.

Figura 4.1

Vista de fachada de edificio.



La edificación limitara por Norte y Sur, con edificaciones vecinas de 10 niveles con sótanos, por El Oeste con un área libre y lindero frontal con una avenida de circulación automotriz.

El nivel subterráneo inicial tiene una superficie en planta de 666.50 m², la cual se destina a áreas de estacionamiento, un almacén de residuos y una sala de generadores eléctricos. Desde el segundo hasta el sexto nivel subterráneo, hay una superficie en planta de 666.50 m², la cual se reserva para áreas de estacionamiento. El séptimo nivel subterráneo tiene una superficie en planta de 530.00 m², la cual se designa para áreas de estacionamiento, tres tanques de agua doméstica (dos de 35.54 m³ y uno de 96.68 m³ de capacidad), una sala de bombas y una sala técnica.

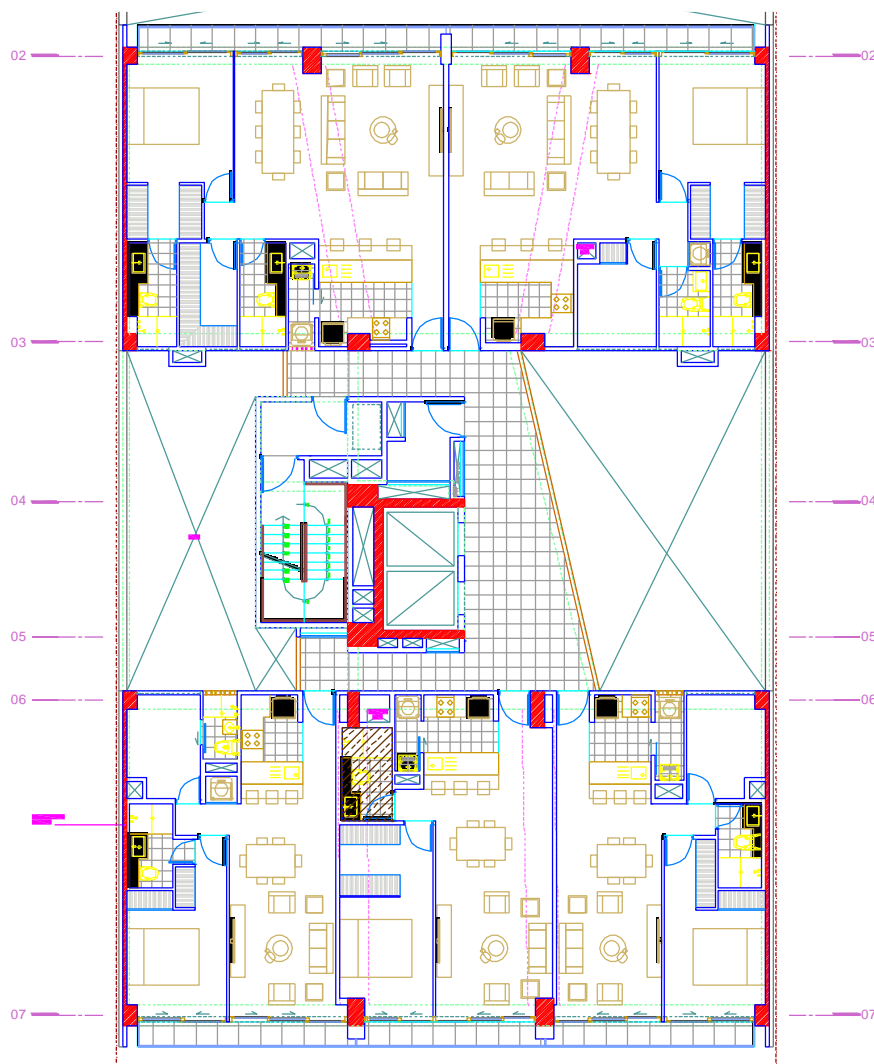
En los niveles superiores, el primer nivel tiene un área de 666.50 m², cuenta con lobby de ingreso, cinco oficinas y rampa de acceso a los sótanos. El segundo piso tiene un área de 365.00 m², cuenta con seis oficinas y áreas de recepción. El tercer nivel tiene un área de 532.00 m², cuenta hall de vivienda, patio, cinco oficinas y 3 departamentos. El piso típico va desde el nivel cuarto al nivel diecisiete con un área de 420.30 m², cuenta con cinco departamentos. La azotea cuenta con un área de 409.00 m² distribuidos con área de gimnasio, área de juegos, zona de parrillas y sala usos múltiples.

En la parte central de la edificación se ubica un ascensor que recorre todos los sótanos y niveles superiores.

La Figura 4.2 exhibe el diseño arquitectónico del nivel superior estándar, donde los muros se presentan en tono azul y los componentes estructurales verticales con una textura roja.

Figura 4.2

Plano de arquitectura del piso típico superior

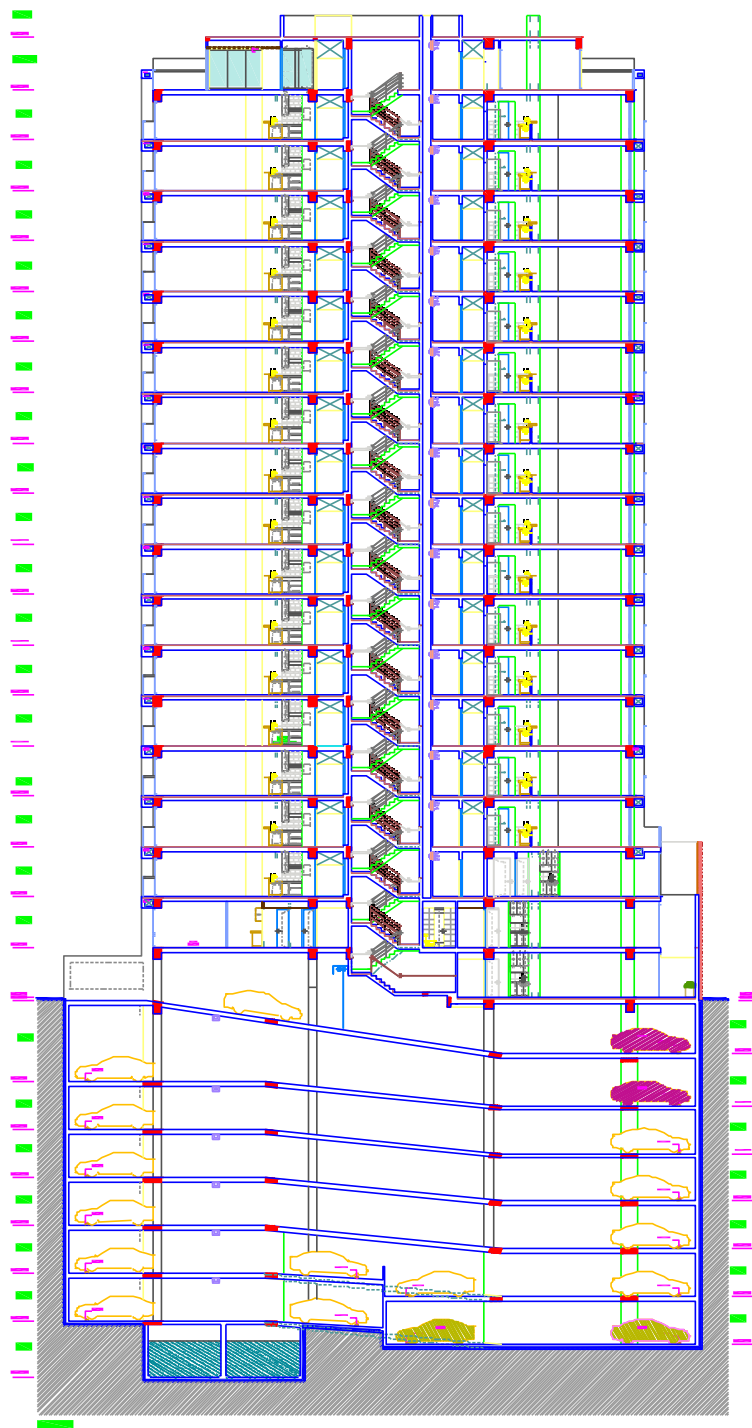


Fuente: Planos de AutoCAD.

La Figura 4.3 muestra el corte longitudinal 2-2 de arquitectura. Donde se evidencia la rampa de autos en los sótanos del edificio. La altura de cada sótano y nivel superior es de 2.70 m y 2.85 m respectivamente, medidos de piso a piso.

Figura 4.3

Corte longitudinal 2-2 de arquitectura.



Fuente: Planos de AutoCAD.

Para el diseño de la estructura se utilizaron las siguientes propiedades mecánicas de los materiales que se detallan en la Tabla 4.1, se utilizó un concreto de una resistencia a la compresión de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para elementos verticales de muros y columnas desde la base hasta el décimo nivel y una resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para elementos horizontales como lo son losas y vigas, y elementos verticales como lo son columnas y muros de corte, a partir del décimo primer nivel. Para el fierro corrugado utilizado de G60, tiene un esfuerzo de fluencia de $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 4.1

Propiedades mecánicas de los materiales.

Material	Propiedades Mecánicas	Valor (kg/cm^2)
Concreto 01	Resistencias a la Compresión ($f'c$)	350
	Módulo de Elasticidad (Ec)	280624
Concreto 02	Resistencias a la Compresión ($f'c$)	280
	Módulo de Elasticidad (Ec)	250998
	Esfuerzo de Fluencia (fy)	4200
Acero	Esfuerzo Ultimo (fu)	6300
	Módulo de Elasticidad (Es)	2000000

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas gravitacionales de la estructura, como carga permanente y sobrecarga, se evidencia en la Tabla 4.2, cuyos valores son extraídos de la NTP. E.020.

Tabla 4.2

Cargas Gravitacionales utilizadas.

Cargas	Valor
	(kg/cm^3)
Peso específico del concreto armado	2400
Peso específico de la tabiquería	1800
	(kg/cm^2)
Peso de piso terminado (e=5cm)	100
Peso de tabiquería	150
Sobrecarga en hoteles - Cuartos	200
Sobrecarga en hoteles - Corredores y Escaleras	400
Sobrecarga en oficinas - exceptuando salas de archivo y computación	250
Sobrecarga en sótanos	250
Sobrecarga en azotea	100

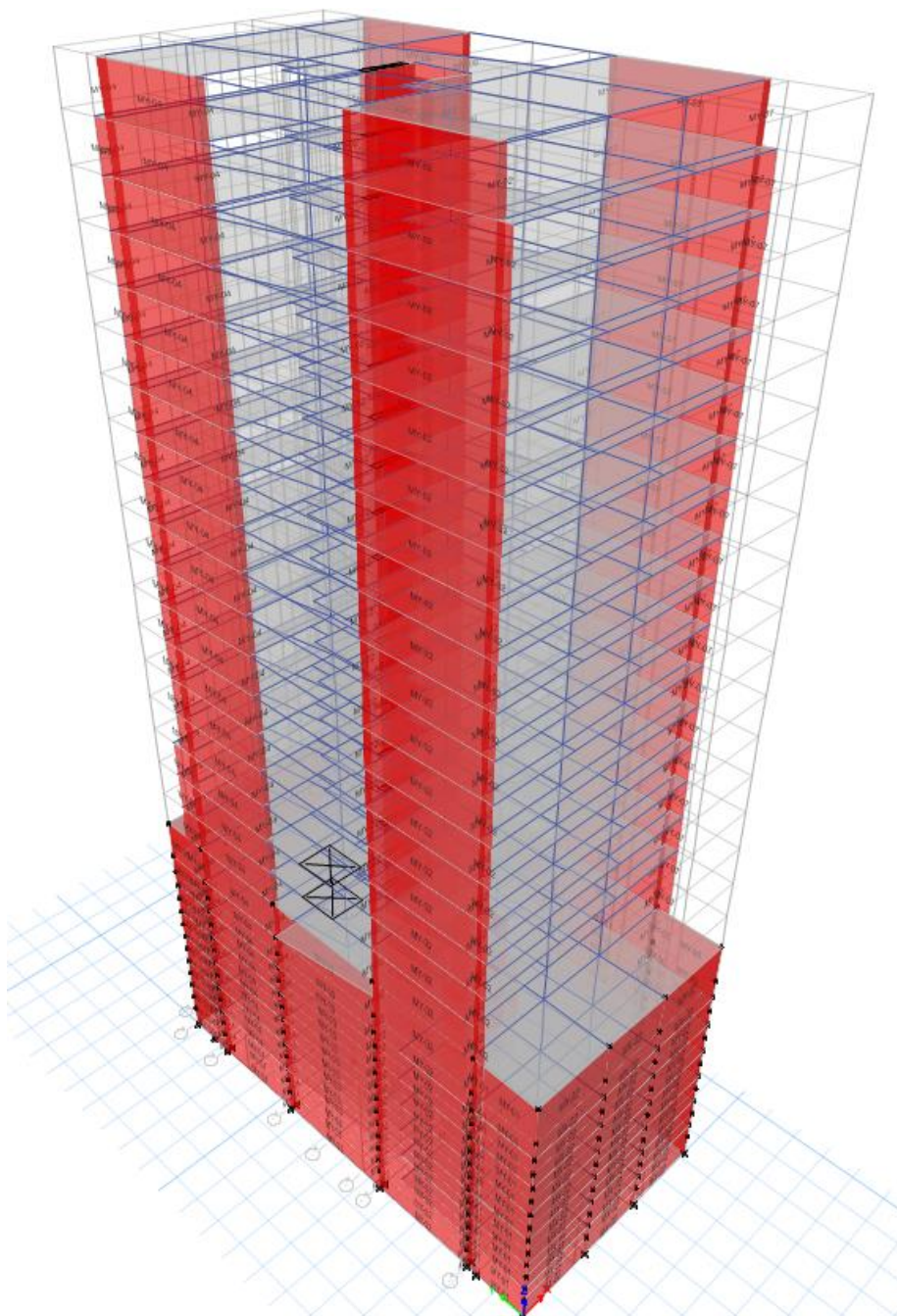
Fuente: Elaboración propia.

Modelo del Edificio

En la Figura 4.4 se presenta el modelo matemático tridimensional utilizando el software Etabs con un sistema de muros estructurales para la edificación. Se emplearon las propiedades de los materiales y cargas gravitacionales anteriormente mencionados. Las dimensiones de vigas, columnas y placas se establecieron de acuerdo con la organización y la estimación preliminar.

Figura 4.4

Modelo tridimensional de edificio de 18 niveles y 7 sótanos en Etabs 2018.



Fuente: Elaboración propia.

4.2 Análisis Sísmico Estático

4.2.1 Parámetros sísmicos de la estructura

Para el estudio, se establecieron los factores sísmicos, establecidos conforme a la NTP E.030. del año (2018). Los valores que se tomó en cuenta son, un factor de zona 4, adecuado a la ubicación de la edificación, que es de un sustrato de Roca o Terrenos altamente firmes con un Perfil S₁ justificado en el estudio de suelo. La función de la edificación será de uso de oficinas y departamento así se puede decir que se asemeja a una categoría de clase C y estará compuesto por un sistema de muros estructurales en ambos ejes.

El peso sísmico se calculó como el peso total del edificio, añadiendo el 25% de carga en vivo para los pisos intermedios, y un 25% para la cubierta.

Tabla 4.3

Parámetros sísmicos de la estructura.

Parámetros sísmicos de la estructura			
Factor de zona "z"	Z ₄	0.45g	
Categoría de las edificaciones y factor de uso "U"	U	1.0	
Parámetro de Suelo "S"	S ₁	1.0	
Parámetros de Sitio (T _P y T _L)	T _P	0.4	
	T _L	2.5	
Sistema Estructural:			
Concreto armado de muros estructurales			
	R	6	

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 Verificación de Irregularidades

4.2.2.1 Irregularidad en altura

Tabla 4.4

Revisión de irregularidad de Rigidez – Piso Blando.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Rigidez (ton/m)	Relación: < 70%	Relación: < 80%	Rigidez (ton/m)	Relación: < 70%	Relación: < 80%
18	38178.2			43767.0		
17	61386.3	161%		83161.6	190%	
16	72595.2	118%		110999.9	133%	
15	77399.9	107%	135%	130314.2	117%	164%
14	79633.7	103%	113%	144954.0	111%	134%
13	80730.7	101%	105%	157706.1	109%	122%
12	81474.3	101%	103%	170256.0	108%	118%

11	82207.7	101%	102%	184441.8	108%	117%
10	83559.1	102%	103%	205105.7	111%	120%
09	84701.1	101%	103%	225928.0	110%	121%
08	86233.3	102%	103%	252146.6	112%	123%
07	88358.6	102%	104%	285196.2	113%	125%
06	91461.2	104%	106%	327463.1	115%	129%
05	96288.7	105%	109%	383119.0	117%	133%
04	103914.3	108%	113%	462561.4	121%	139%
03	117946.2	114%	121%	582870.3	126%	149%
02	146623.0	124%	138%	757570.8	130%	159%
01	249909.7	170%	203%	1201195.2	159%	200%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.5

Revisión de irregularidad de Masa.

Nivel	Peso (tonf)	relación: > 1.5
18	455.15	
17	496.80	1.1
16	496.80	1.0
15	496.80	1.0
14	496.80	1.0
13	496.80	1.0
12	496.80	1.0
11	496.80	1.0
10	522.21	1.1
09	522.21	1.0
08	522.21	1.0
07	522.21	1.0
06	522.21	1.0
05	522.21	1.0
04	522.21	1.0
03	525.28	1.0
02	585.98	1.1
01	492.15	0.8

Fuente: Elaboración propia.

Según el análisis y la verificación de irregularidades, la

Tabla 4.4 y la Tabla 4.5, no hay irregularidades en altura, por lo tanto, el Ia es igual a 1.0.

4.2.2.2 Irregularidad en planta

Tabla 4.6

Revisión de irregularidad Torsional

Nivel	Dirección de Análisis X			Dirección de Análisis Y		
	Δ max	Δ prom	RATIO	Δ max	Δ prom	RATIO
18	0.000558	0.000518	1.077	0.00071	0.00068	1.044
17	0.000648	0.000604	1.073	0.000725	0.000693	1.046
16	0.000734	0.000689	1.065	0.000735	0.000702	1.047
15	0.000819	0.000773	1.060	0.000742	0.000709	1.047
14	0.000896	0.000849	1.055	0.000745	0.000711	1.048
13	0.000962	0.000914	1.053	0.000742	0.000708	1.048
12	0.001019	0.000971	1.049	0.000733	0.000699	1.049
11	0.001066	0.001018	1.047	0.000716	0.000683	1.048
10	0.001101	0.001055	1.044	0.000682	0.00065	1.049
09	0.001139	0.001093	1.042	0.000658	0.000628	1.048
08	0.001171	0.001127	1.039	0.000629	0.000599	1.050
07	0.001197	0.001155	1.036	0.000592	0.000564	1.050
06	0.001212	0.001172	1.034	0.000547	0.000521	1.050
05	0.001207	0.00117	1.032	0.000494	0.000471	1.049
04	0.001171	0.001138	1.029	0.000429	0.000409	1.049
03	0.001077	0.001046	1.030	0.000354	0.000337	1.050
02	0.0009	0.000875	1.029	0.000281	0.000267	1.052
01	0.000538	0.000522	1.031	0.000179	0.000171	1.047

Fuente: Elaboración propia.

Según el análisis y la verificación de irregularidades, la

Tabla 4.6, no hay irregularidad en altura, por lo que el I_p es igual a 1.0.

4.2.3 Sistema Estructural

De acuerdo con lo dispuesto en la normativa técnica E.030, la inspección del sistema de construcción se fundamenta en el índice de fuerza sísmica que los componentes que resisten cargas laterales deben resistir. Basándonos en la información proporcionada en la Tabla 4.7, se nota que la resistencia al cortante sísmico asumida por los muros supera el 70% del conjunto, lo que señala que el diseño estructural implica la presencia de muros estructurales en ambos ejes.

Tabla 4.7

Verificación del tipo de sistema estructural.

Elementos	VX (tonf)	Porcentaje de partición	Sistema Estructural
Columnas	101.14	27.20%	Muros estructurales Ro=6
Muros	270.70	72.80%	
Σ (Columnas y Muros)	371.84	100%	
Elementos	VX (tonf)	Porcentaje de partición	Sistema Estructural
Columnas	31.80	5.44%	Muros estructurales Ro=6
Muros	552.92	94.56%	
Σ (Columnas y Muros)	584.72	100%	

Fuente: Elaboración propia.

4.3 Análisis dinámico modal espectral

Para este análisis, se utilizó el espectro de pseudoaceleraciones de la norma técnica NTE E.030 (2018), tomando los parámetros definidos en la Tabla 4.3 para el análisis estático.

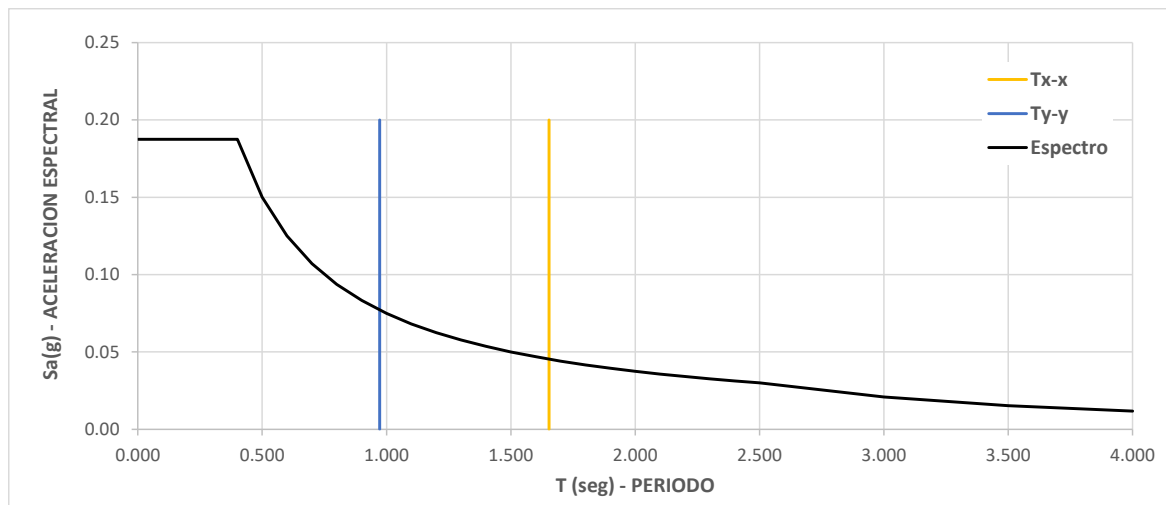
$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Verificando que no existe irregularidades, se obtiene el Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas R=6 en ambas direcciones. Así se puede calcular la aceleración espectral para un valor de C de 2.5, considerador factor de amplificación sísmica máxima.

$$Sa = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} \cdot g$$

$$Sax = 0.1875g$$

$$Say = 0.1875g$$

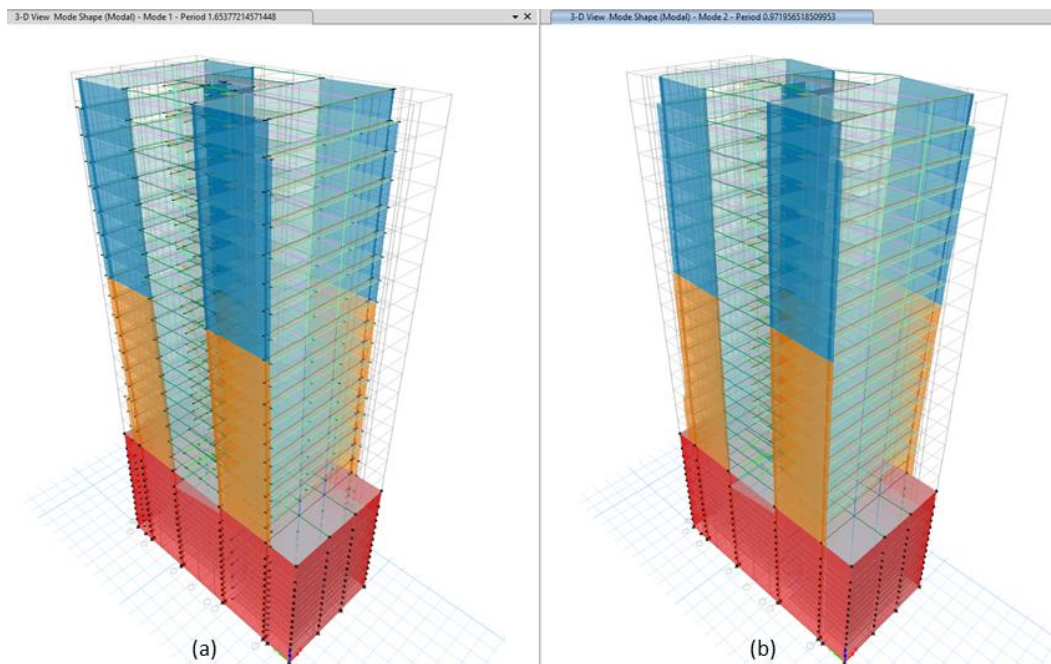
Figura 4.5*Espectro de pseudo aceleraciones de diseño*

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó un análisis de vectores propios modales para identificar los patrones de vibración de la construcción, considerando la masa y la firmeza de los componentes estructurales. La Figura 4.6 presenta los patrones esenciales de vibración del edificio.

Figura 4.6

Modos principales de vibración de la estructura. (a) Primer modo, $T_1 = 1.654$ seg. (b) Segundo modo, $T_2 = 0.972$ seg.



Fuente: Elaboración propia.

A partir del análisis modal espectral se obtuvo los principales modos son traslacionales, para la dirección “X” tiene como respuesta un periodo de 1.654 segundos, asimismo para la dirección “Y” tiene como respuesta un periodo 0.972 segundos, por lo tanto, se concluye que la estructura es más flexible en la dirección “X”.

Se necesitan al menos 11 patrones para que la masa efectiva supere el noventa por ciento, conforme a lo indicado en la NTE E.030 (2018).

Tabla 4.8

Porcentaje de masa participativa de los modos de vibración.

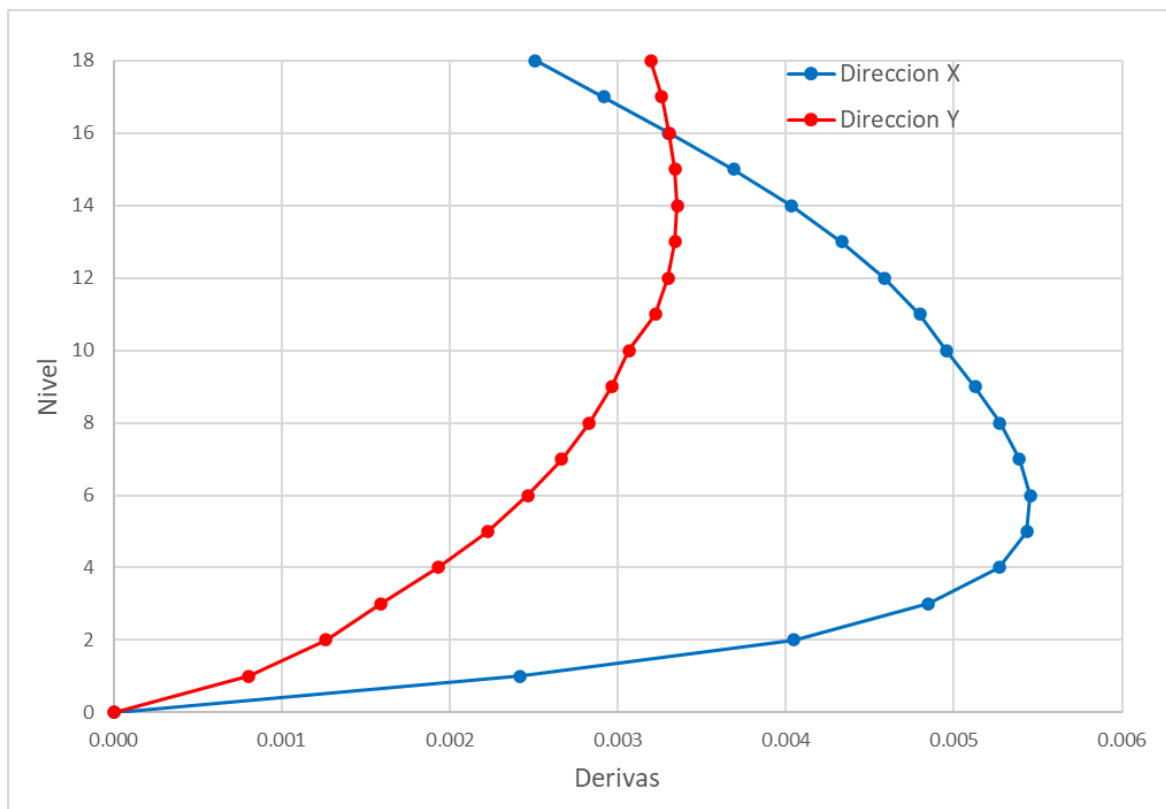
Mod o	Periodo (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
1	1.654	0.757	0.000	0.001	0.757	0.000	0.001
2	0.972	0.000	0.565	0.094	0.757	0.565	0.094
3	0.941	0.000	0.096	0.589	0.757	0.660	0.683
4	0.507	0.113	0.000	0.000	0.870	0.660	0.683
5	0.266	0.045	0.000	0.000	0.914	0.660	0.684
6	0.238	0.000	0.001	0.167	0.914	0.661	0.851
7	0.209	0.000	0.185	0.001	0.914	0.846	0.851
8	0.168	0.026	0.000	0.000	0.940	0.846	0.851
9	0.115	0.016	0.000	0.001	0.956	0.846	0.852
10	0.108	0.000	0.000	0.064	0.956	0.846	0.916
11	0.089	0.000	0.067	0.000	0.956	0.913	0.916
12	0.085	0.010	0.000	0.000	0.966	0.913	0.916
13	0.067	0.001	0.000	0.029	0.967	0.913	0.945
14	0.065	0.006	0.000	0.002	0.973	0.913	0.947
15	0.054	0.000	0.031	0.000	0.973	0.944	0.947
16	0.052	0.005	0.000	0.000	0.977	0.944	0.947
17	0.047	0.000	0.000	0.016	0.977	0.944	0.963
18	0.043	0.003	0.000	0.000	0.981	0.944	0.963

Fuente: Elaboración propia.

4.3.1 Verificación de los desplazamientos laterales

Para la regulación de los movimientos laterales ocasionados por sismos en edificaciones convencionales, se requiere multiplicar los desplazamientos elásticos por $0.75R$, y a partir de estos calcular los movimientos relativos de piso a piso en cada nivel.

En la Figura 4.7 se puede verificar que los datos no sobrepasan el tope máximo de 0.007 especificado por la reglamentación de Perú sobre construcción antisísmica E.030 para construcciones de hormigón armado.

Figura 4.7*Desplazamientos relativos de entrepiso.*

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 Fuerza cortante mínima en la base

Conforme la NTE E.030 (2018), se contempla una fuerza sísmica de carácter mínimo en la base. La Tabla 4.9 exhibe la fuerza sísmica dinámico mínima, que es el 80% de la fuerza sísmica estática en la base de la estructura y su ajuste al cortante mínima de diseño.

Tabla 4.9*Escalado de la fuerza sísmica dinámica mínima de diseño.*

	V estático (tonf)	V dinámico (tonf)	80% V estático (tonf)	Factor de Escala
Dirección X	454.985	371.477	363.988	1.00
Dirección Y	709.230	583.818	567.384	1.00

Fuente: Elaboración propia.

5. CAPITULO V: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

5.1 Diseño sismorresistente

El diseño de los elementos estructurales se llevará a cabo para resistir esfuerzos máximos derivados de combinaciones de cargas amplificadas, asumiendo un comportamiento lineal elástico de la edificación, según la NTE E.060 (2018).

Las cargas amplificadas son:

$$Comb1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$Comb2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$Comb3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$Comb4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

$$Comb5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$

La resistencia última será calculada a partir de una envolvente que incluya a los conjuntos mencionados previamente.

$$ENVOLVENTE = Comb1 + Comb2 + Comb3 + Comb4 + Comb5$$

En la sección 9.3 de NTE E.060, se establece que la resistencia requerida de un elemento sea expresada en función de momentos, fuerzas cortantes, torsión o fuerzas axiales (Resistencia nominal), multiplicado por un factor de reducción de resistencia “ ϕ ”, que varía según la modalidad de diseño; debe de ser mayor o igual a la resistencia última obtenida de las combinaciones de carga. A este valor de resistencia se le denomina resistencia nominal (R_n).

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde los factores ϕ varían en los siguientes valores numéricos:

- Para flexión con carga axial de tracción 0.90
- Para cortante y torsión 0.85
- Para flexión sin carga axial 0.90
- Para compresión y flexocompresión:
 - Utilizando elementos con espirales 0.75
 - Utilizando elementos con estribos 0.70

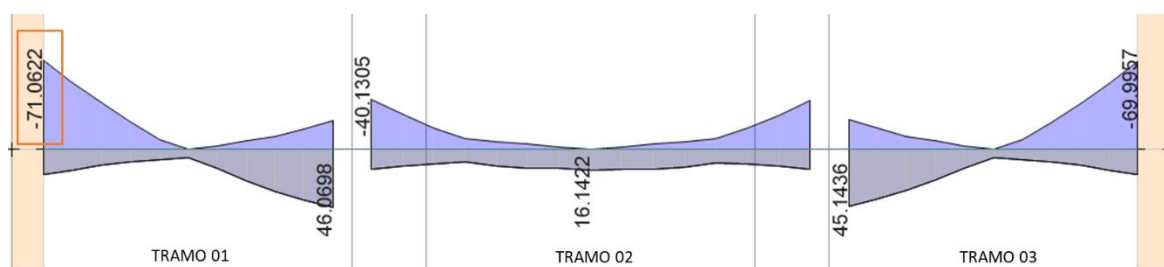
5.2 Diseño de Vigas

5.2.1 Diseño por flexión

Para este caso se planificará la viga V-07 con una dimensión de 50 cm x 60 cm, situada en el Eje 2, del piso 01. La planificación se llevará a cabo empleando los datos derivados del análisis de cargas de peso propio y cargas sísmicas, utilizando un diseño basado en la resistencia.

Figura 5.1

Envolvente de momento máximos y mínimos de V-07, Nivel 01.



Fuente: Elaboración propia.

Para el momento máximo negativo izquierdo del tramo 01 se tiene $M_u = -71.06$ ton-m, se procede a aplicar las fórmulas.

Cálculo de a:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 \cdot 71.06 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 50}} = 4.14 \text{ cm}$$

Cálculo de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{71.06 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (54 - 4.14/2)} = 40.06 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.70 \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0028$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d = 0.0028 \cdot 50 \cdot 54 = 7.56 \text{ cm}^2$$

Acero Máximo:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c E_s}{\epsilon_c E_s + f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \left(\frac{0.003 \cdot 2 \cdot 10^6}{0.003 \cdot 2 \cdot 10^6 + 4200} \right) = 0.0283$$

$$A_{s_b} = \rho_b b d = 0.0283 \cdot 50 \cdot 54 = 76.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 A_{s_b} = 57.40 \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Ancho de viga

d : Peralte efectivo

A_{s_b} : Área de acero para la falla balanceada

Figura 5.2

Área de acero según Etabs V-07, Nivel 01.

40.06	11.23	11.98		21.12	6.66	20.79		12.25	10.99	39.35
18.53	12.65	24.54		10.17	9.04	10.02		24.00	12.47	18.23
TRAMO 01				TRAMO 02				TRAMO 03		

Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que el As (Acero necesario) coincide con lo demandado por el programa Etabs $As = 40.06\text{cm}^2$.

Tabla 5.1

Barras de acero instalado en V-07, Nivel 01.

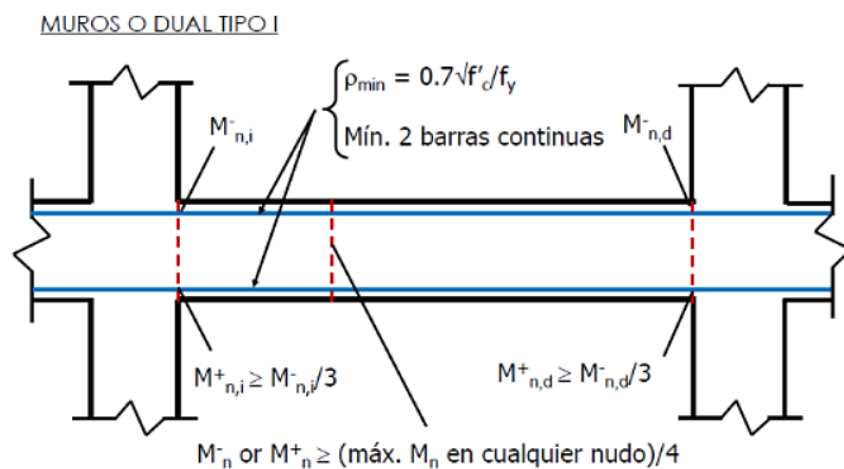
VIGA	As Etabs (cm ²)	As Long. Ø 1"	As 1era Capa Ø 3/4 "	As 2da Capa Ø 1"	As Instalado (cm ²)	Déficit o exceso	S1 (cm)	Verificación de Separación
TRAMO 01	40.06	4		4	40.8	2%	9.98	Cumple
	11.23	4			20.4		9.98	
	11.98	4			20.4		9.98	
	18.53	4			20.4		9.98	
	12.65	4			20.4		9.98	
	24.54	4	2		26.08	6%	5.23	
TRAMO 02	21.12	4	1		23.24	10%	7.01	Cumple
	6.66	4			20.4		9.98	
	20.79	4	1		23.24	12%	7.01	
	10.17	4			20.4		9.98	
	9.04	4			20.4		9.98	
	10.02	4			20.4		9.98	
TRAMO 03	12.25	4			20.4		9.98	Cumple
	10.99	4			20.4		9.98	
	39.35	4		4	40.8	4%	9.98	
	24.00	4	2		26.08	9%	5.23	
	12.47	4			20.4		9.98	
	18.23	4			20.4		9.98	

Fuente: Elaboración propia.

En contraste, la normativa E .060 en la Sección 21 especifica ciertos requisitos particulares dependiendo del sistema estructural. Para el sistema de muros, sus criterios de flexión para vigas se detallan en el apartado 21.4.4., donde se establece que debe haber una armadura continua a través de toda la viga, compuesta por dos varillas de acero colocada en la parte superior y en la parte inferior, además el área no debe ser menor al área de acero mínimo As_{min} .

Figura 5.3

Momentos nominales mínimos en sistemas de muros o dual tipo I.



Fuente: Adaptado de la NTE. E060 (2009).

Tabla 5.2

Verificación de Refuerzo mínimo por agrietamiento.

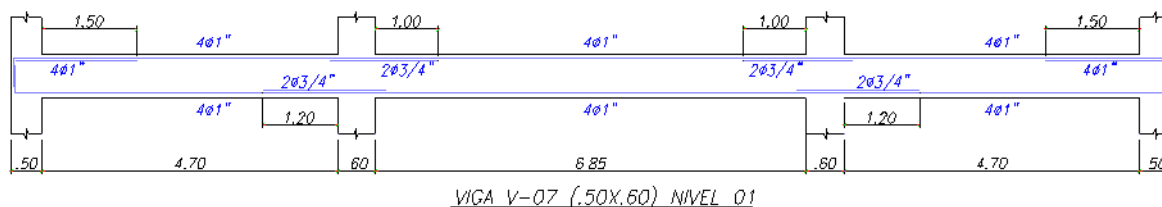
VIGA	d (cm)	As Instalado (cm ²)	a (cm)	ϕMn (Ton*m)	Artículo 10.5.1. Refuerzo Mínimo por Agiertamiento		Artículo 21.4.4.3 ó 21.5.2.2	
					Mcr (Ton*m)	$\phi Mn'' > 1.20 M_{cr}$	Verif. - Caso I	Verif. - Caso II
TRAMO 01	52.00	40.8	14.40	69.09	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04	Cumple	Cumple	Cumple
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	26.08	9.20	48.70	10.04			
TRAMO 02	54.00	23.24	8.20	43.83	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	23.24	8.20	43.83	10.04	Cumple	Cumple	Cumple
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
TRAMO 03	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	52.00	40.8	14.40	69.09	10.04	Cumple	Cumple	Cumple
	54.00	26.08	9.20	48.70	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			
	54.00	20.4	7.20	38.86	10.04			

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.4 se visualiza el detalle el acero en la viga V-07.

Figura 5.4

Detalle de acero de refuerzo longitudinal y bastones en viga V-07.



Fuente: Elaboración propia.

5.2.2 Diseño por corte

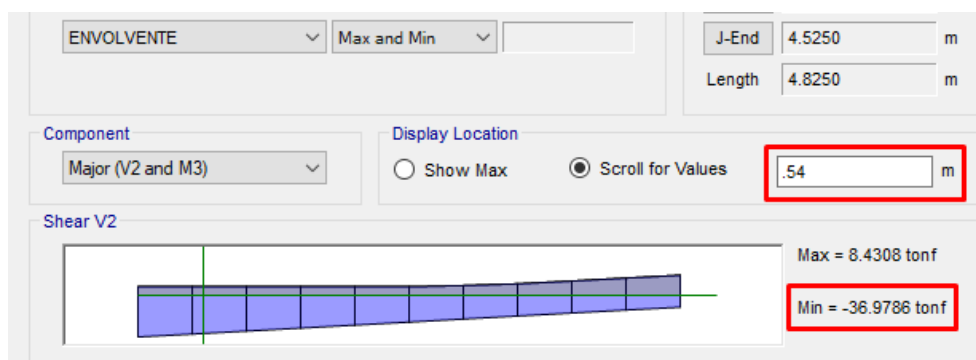
El cálculo de resistencia a corte garantiza que la viga diseñada falle por ductilidad en lugar de una falla por corte, así se garantiza que la falla por flexión debe ser siempre el predominante. En resumen, la normativa establece que, al ocurrir un fallo por flexión en el elemento estructural, este experimentará una deformación plástica, permitiendo un intervalo de tiempo antes de alcanzar el colapso total.

El concreto contribuye controlando la falla por corte y se calcula a continuación:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b w d = 0.53 * \sqrt{280} * 50 * 54 = 23.945 \text{ ton}$$

Figura 5.5

Cortante ultimo a “d” de la cara del elemento vertical de V-07, tramo 01.



Fuente: Elaboración propia.

EL V_u resulta 36.978 ton.

El artículo 11.5.7.2 de la NTE E.060 señala la ecuación para determinar el aporte del refuerzo perpendicular al eje de la viga.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{36.978}{0.85} - 23.945 = 19.558 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 54}{19.558 * 1000} = 16.50 \text{ cm}$$

Donde, A_v : Superficie del refuerzo por corte, esto es, la suma de las extensiones de las ramificaciones de los estribos situados en el núcleo. Así pues, para un estribo sencillo A_v es equivalente a 2 veces la superficie de la varilla del estribo. (A_e).

Asimismo, en el artículo 21.4.4.4 especifica que en ambos extremos de la viga se requiere la presencia de estribos cerrados con una medida no menor a $2h$.

La separación en el rango de confinamiento no debe superar el valor más pequeño de las siguientes condiciones:

- $d/4$.
- $10d_b$ (menor diámetro del refuerzo longitudinal)
- $24d_b$ (diámetro del estribo)
- 0.30 m

Se toma el mínimo de estos valores. Asimismo, otra exigencia se encuentra en el apartado 21.4.4.5, donde se señala que los estribos ubicados fuera del área de contención no deben tener una separación mayor a $0.5d$ y que, en toda la estructura, el espaciamiento no debe exceder lo requerido por la fuerza cortante.

Se procede a encontrar la zona de confinamiento es dos veces la altura de la viga, que es igual a

- $L = 2h = 2 * 60 = 1.20 \text{ m}$.

De igual forma:

- $d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$
- $10d_b$ (barra longitudinal) = $10 * 1.90 = 19 \text{ cm}$
- $24d_b$ (barra de estribo) = $24 * 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- 0.30 m

Se selecciona el valor más bajo de los todos los valores, así que el espacio dentro de las áreas de contención sería de 13.5 cm, por lo tanto, debe redondearse a un valor convencional de separación $S = 12.5 \text{ cm}$.

Se procede a calcular la cantidad barras de estribos que se utilizaran dentro del rango de confinamiento.

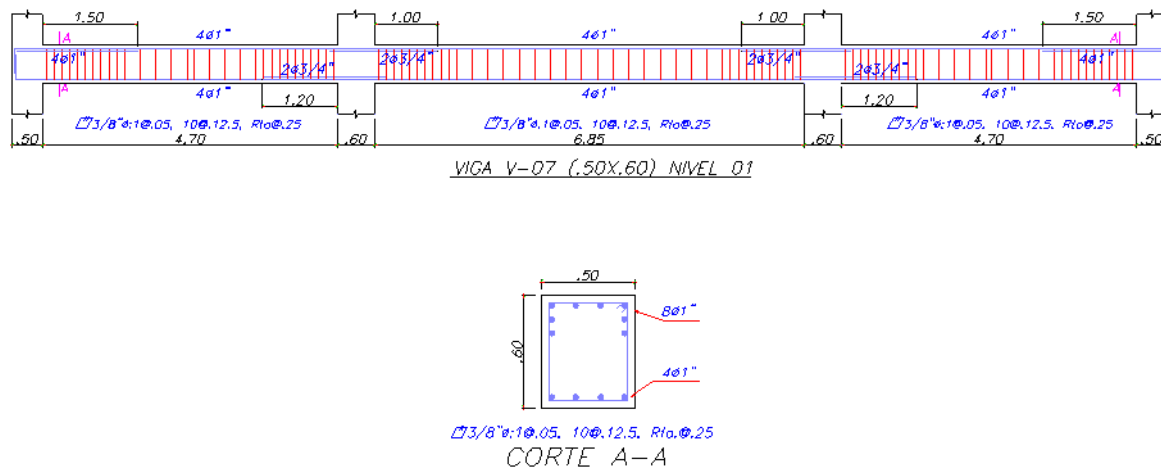
$$\# \text{ de Estribos} = \frac{120 - 5}{12.5} = 10$$

Asimismo, en el rango central de la viga se debe tomar en cuenta un valor que no exceda a $S = 0.5 * d = 0.5 * 54 = 27 \text{ cm}$, se asume un valor típico de $S = 25 \text{ cm}$.

Esto se distribuye de la siguiente manera haciendo uso de estribos de $\emptyset 3/8$ ".

Figura 5.6

Detalle de acero de refuerzo en viga V-07.



Fuente: Elaboración propia.

El cálculo por fuerza cortante debe cumplir con la siguiente restricción a lo largo de toda la viga establecida en el apartado 11.1.1 de la NTE E .060.

$$\emptyset Vn \geq Vu$$

$$Vn = Vs + Vc$$

Donde, Vu representa la fuerza cortante última, que actúa a una distancia “d” que representa el peralte de efectivo del acero, mediad desde la cara interna de la columna.

Utilizando los valores de Vu y Vc , vamos a determinar la resistencia necesaria del acero (Vs), por lo se puede deducir el espacio del estribo necesario.

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} bw d = 0.53 * \sqrt{280} * 50 * 54 = 23.945ton$$

$$Vs = \frac{Av fy d}{s} = \frac{(2 * 0.71) * 4.2 * 54}{12.5} = 25.765ton$$

$$Vn = Vs + Vc = 23.945 + 25.765 = 49.71ton$$

$$\emptyset Vn = 0.85 * 49.71 = 42.25ton$$

$$Vu = 36.978ton$$

Se evidencia que esto cumple con el diseño por cortante $\emptyset Vn \geq Vu$.

5.3 Diseño de Columnas

5.3.1 Diseño por flexo compresión

Para el ejemplo se diseñará la columna C-01 de sección 60 cm x 90 cm, el cual se localiza en los ejes 2, eje B, del nivel 01 al nivel 02.

El cálculo por flexión y compresión de una columna inicia con la definición del refuerzo a emplear. Normalmente, se inicia con una cantidad de 1% (el mínimo según la NTE E.060), y se verificará si es adecuado para las fuerzas requeridas.

$$A_s = \rho * B * H = 1\% * 60 * 90 = 54\text{cm}^2$$

Se escogerán barras de acero de refuerzo 4 Ø 1" y 16 Ø 3/4" para la columna. Esto equivale a una cantidad de cerca del 1.22%.

Esto se debe a que este pilar soporta una carga significativa bajo cargas gravitacionales y necesita ser diseñado con un área de refuerzo más grande que el mínimo requerido.

$$A_s \text{ colocado} = 4 * 5.1 + 16 * 2.84 = 65.84 \text{ cm}^2$$

$$\rho(\text{cuantía}) = 65.84/60 * 90 = 1.22\% \quad 1\% < \rho < 3\%$$

Se realiza el cálculo de las cargas aplicadas sobre la columna y se comprueba que los puntos se encuentren adentro del diagrama de interacción para garantizar el cumplimiento de los criterios del diseño basado en resistencia.

Tabla 5.3

Puntos de combinaciones de carga de la columna C-01.

COMBOS DE CARGA	Sismo X			Sismo Y		
	P	M2	M3	P	M2	M3
	(ton)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)
COMBO1 = 1.4 CM + 1.7CV	520.2	-10.8	22.9	520.2	-10.8	22.9
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	435.5	-8.3	45.9	407.5	3.0	23.1
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	462.9	-10.1	-6.1	490.7	-21.3	16.7
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	258.2	-4.1	38.5	230.3	7.2	15.2
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	285.6	-5.9	-13.5	313.5	-17.2	9.3
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	435.5	8.3	-45.9	407.5	-3.0	-23.1
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	462.9	10.1	6.1	490.7	21.3	-16.7
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	258.2	4.1	-38.5	230.3	-7.2	-15.7
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	285.6	5.9	13.5	313.5	17.2	-9.3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.4

Puntos notables del diagrama de interacción - M33 de la columna C-01.

PUNTOS	M33							
	0°		180°		0°		180°	
	Pn	Mn	Pn	Mn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn
1	1490.6	0.0	1490.6	0.0	1043.5	0.0	1043.5	0.0
2	1490.6	54.0	1490.6	-54.0	1043.5	37.8	1043.5	-37.8
3	1490.6	85.0	1490.6	-85.0	1043.5	59.5	1043.5	-59.5
4	1357.5	111.9	1357.5	-111.9	950.2	78.3	950.2	-78.3
5	1203.3	132.8	1203.3	-132.8	842.3	93.0	842.3	-93.0
6	1040.7	148.6	1040.7	-148.6	728.5	104.0	728.5	-104.0
7	868.2	159.8	868.2	-159.8	607.8	111.8	607.8	-111.8
8	681.7	167.2	681.7	-167.2	477.2	117.0	477.2	-117.0
9	567.1	161.7	567.1	-161.7	429.5	122.5	429.5	-122.5
10	453.2	152.3	453.2	-152.3	379.7	127.6	379.7	-127.6
11	331.9	137.0	331.9	-137.0	298.7	123.3	298.7	-123.3
12	203.8	114.7	203.8	-114.7	183.4	103.2	183.4	-103.2
13	59.3	84.7	59.3	-84.7	53.4	76.2	53.4	-76.2
14	-135.2	37.8	-135.2	-37.8	-121.7	34.0	-121.7	-34.0
15	-276.4	0.0	-276.4	0.0	-248.7	0.0	-248.7	0.0

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, para confirmar que el software ETABS genera de manera precisa el diagrama de interacción, se procede a calcular el punto de compresión pura (Pc).

$$P_c = 0.85f_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

$$P_c = 0.85 * 350(60 * 90 - 65.84) + 4200 * 65.84$$

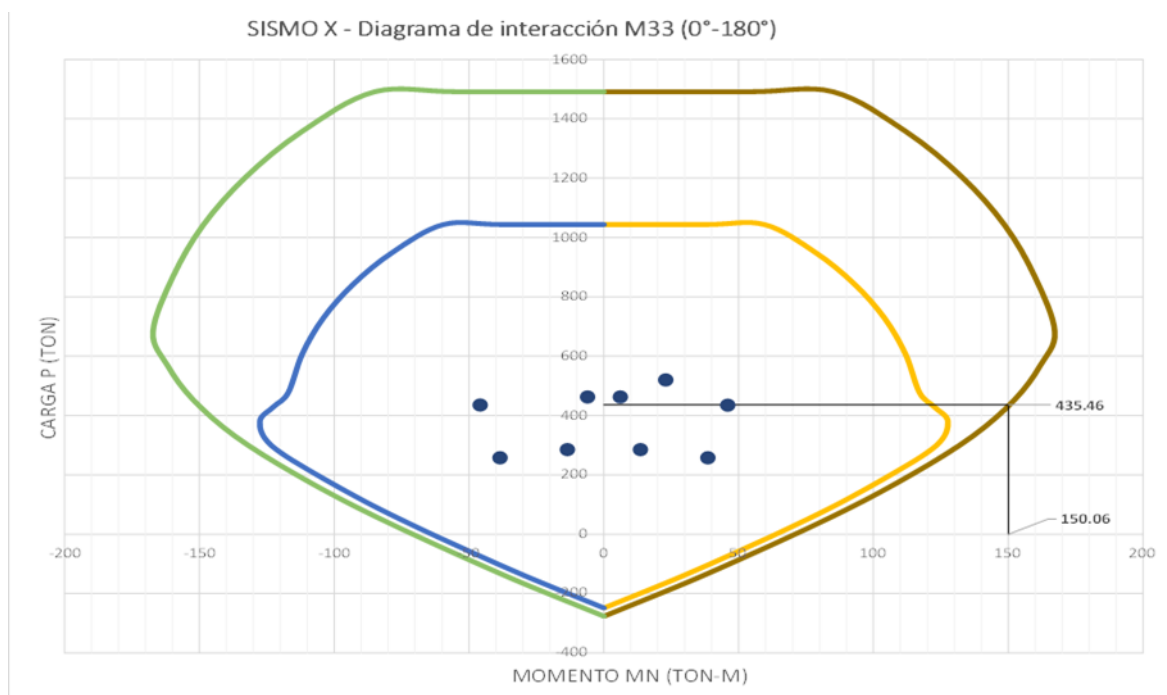
$$P_c = 1863.44 \text{ ton}$$

Se aplica la disminución de la fuerza axial hasta el punto significativo de compresión pura en $\alpha=0.8$ y para obtener el punto del diagrama de interacción de diseño se reduce por $\phi=0.7$.

$$\phi * \alpha * P_c = 0.7 * 0.8 * 1863.44 = 1043.53 \text{ ton}$$

Figura 5.7

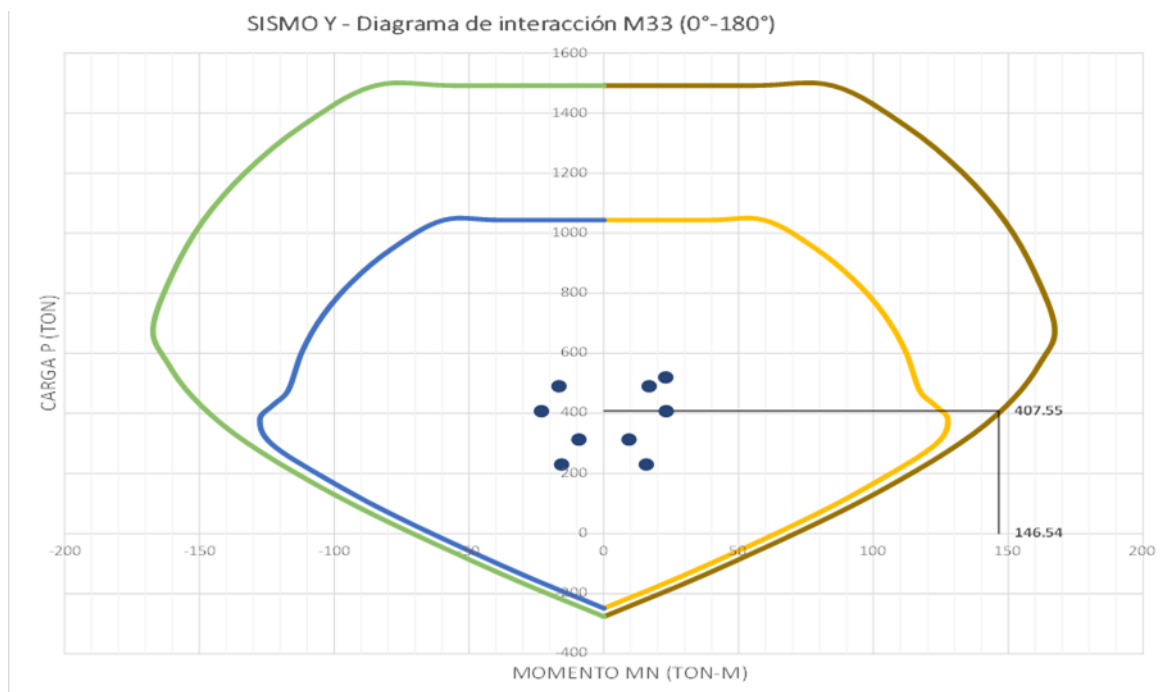
Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo X.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.8

Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo Y.



Fuente: Elaboración propia.

Se verifica el diseño por flexocompresión con la cantidad de acero especificada en el diseño.

5.3.2 Diseño por cortante

La NTE E.0.60 establece que en ambos extremos del componente se deben instalar estribos de contención a una longitud “Lo”, medida desde la cara interna de la columna, con estribos cerrados y un espaciamiento “So”.

La zona de confinamiento tendrá una medida que no será menor, al mayor valor de las siguientes condiciones:

- $Hn / 6$
- La medida más grande de la sección transversal del componente.
- $0.50 m$

La separación “So” debe ser la medida más pequeña entre:

- $8d_b$ (menor diámetro de la varilla longitudinal)
- La 1/2 de fracción de la menor medida de la sección transversal del componente.
- $0.10 m$

La separación fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder la medida más pequeña entre:

- $16d_b$ (menor diámetro del refuerzo longitudinal)
- $48d_b$ (diámetro del estribo)
- La medida más pequeña de la sección del componente.
- $0.30 m$

Además, en el nudo viga - columna, la distancia entre los estribos no debe exceder los 15 cm.

Se determinará la longitud de confinamiento:

- $Hn / 6 = (2.85-0.6) / 6 = 37.5 \text{ cm}$
- Máximo valor (a, b) = 90 cm
- 50 cm

Así pues, la extensión de contención no puede ser inferior a 90 cm.

Se calculará la separación de los estribos dentro del área de confinamiento:

- $8 d_b$ (longitudinal) = $8 \cdot 1.90 = 15.2 \text{ cm}$
- Mínimo valor (a/2, b/2) = $0.60/2 = 30 \text{ cm}$
- 10 cm

Se elige la medida más pequeña, entonces, en la región de contención los estribos estarán distanciados cada 10 cm.

Asimismo, se calcula lo siguiente:

- $16 d_b$ (longitudinal) = $16 \cdot 1.90 = 30.4$ cm
- $48 d_b$ (estribo) = $48 \cdot 0.95 = 45.6$ cm
- Min (a, b) = 60 cm
- 30 cm.

La separación máxima fuera de la zona de confinamiento es de 30 cm.

5.3.3 Diseño por capacidad

Para garantizar que la falla debida a la flexión ocurra antes que la falla debida al corte, es fundamental realizar un diseño basado en la capacidad. Este enfoque implica usar el momento nominal en los límites de las columnas (donde se formarían articulaciones plásticas) para valorar el máximo cortante de diseño. La aplicación de este método de diseño, asegura que se formarán articulaciones plásticas en los extremos antes de que el elemento tenga una falla por corte.

Para esta sección, se seguirá el capítulo 21 de la NTE E.060, que fija los requisitos mínimos de refuerzo para el sistema estructural en consideración. En nuestro caso, tenemos un sistema de muros estructurales, por ende, el diseño basado en la capacidad debe considerar los siguientes aspectos.

Para la fuerza cortante ultima V_u , no debe ser menor que el valor mínimo adquirido de las siguientes dos acotaciones:

1. La cortante obtenida con las resistencias nominales M_n en cada uno de los nudos del elemento (inferior y superior).

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

2. Y el valor máximo de cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación de 2.5 para los valores de sismo.

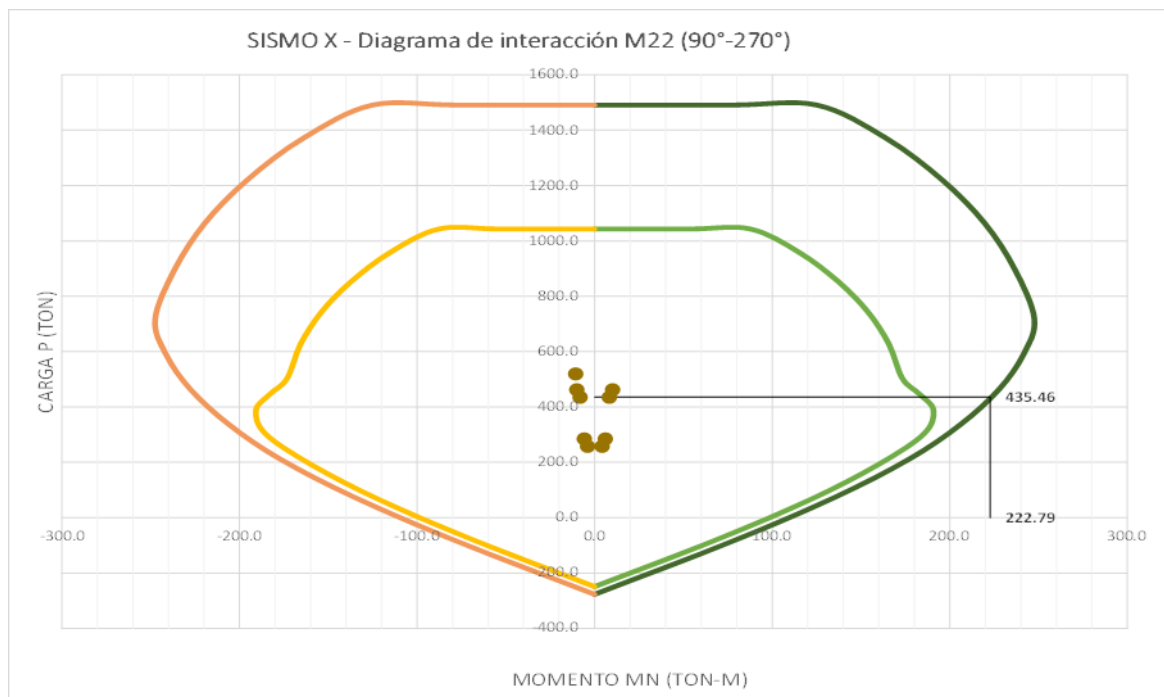
Obteniendo la V_u para ambos criterios.

1. En la Figura 5.9, se evidencia que la carga P_u que da un mayor momento nominal es el de $P_u = 435.46$ ton. Da aproximadamente un valor de momento nominal de 222.79 ton.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n} = \frac{222.79 + 222.79}{2.85 - 0.6} = 198.04 \text{ ton}$$

Figura 5.9

Diagrama de iteración M22 con los puntos de combinación de carga del sismo X.



Fuente: Elaboración propia.

- Se continua a obtener la cortante ultima, que ha sido amplificado por 2.5 veces el sismo, para este propósito se muestra la Tabla 5.5.

Tabla 5.5

Cortante ultima amplificado 2.5 veces sismo.

COMBOS DE CARGA	2.5*Sismo			Vc (ton)
	P (ton)	Vux amplificado	Vuy amplificado	
COMBO1 = 1.4 CM + 1.7CV	520.22	17.69	4.39	84.36
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	435.46	52.43	2.60	78.76
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	462.86	21.72	4.83	80.57
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	258.21	46.65	0.89	67.04
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	285.60	27.50	3.12	68.85
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	407.55	20.36	5.51	76.91
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	490.77	10.34	12.95	82.41
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	230.29	14.58	7.23	65.20
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	313.52	4.56	11.24	70.70

Fuente: Elaboración propia.

Se obtiene un valor de cortante $V_u=52.43$ ton, por lo que se toma el valor más bajo en los dos criterios.

Con estos valores se debe comparar con la resistencia que otorga el concreto:

$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g} \right) b d$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{350} \left(1 + \frac{435.46 * 1000}{140 * 60 * 90} \right) * 60 * 84 = 78.76 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{52.43}{0.85} - 78.76 = 61.68 - 78.76 \approx 0 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 84}{0 * 1000} = 0 \text{ cm}$$

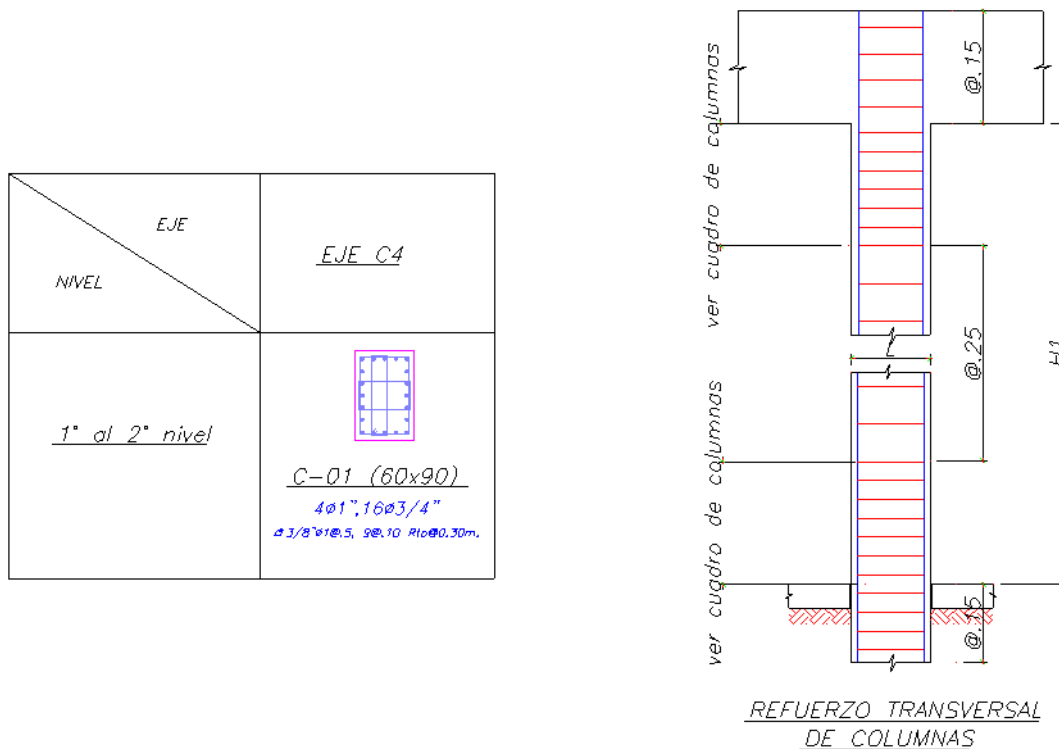
Si se calcula el valor del aporte del acero V_s resultará valores negativos, lo cual corresponde a valores de cero.

En el caso de que el ϕV_c sea superior al V_u , se considera un intervalo mínimo entre estribos. En este edificio, las columnas soportan una baja fuerza cortante, por lo tanto, se sugiere que es probable que se cumpla con la separación mínima requerido por las pautas de la normativa.

La disposición de los estribos seguirá la determinación del diseño basado en el cortante, con estribos de $\phi 3/8$ "

Figura 5.10

Detalle de acero de refuerzo en columna C-01.



Fuente: Elaboración propia.

5.4 Diseño de Muros Estructurales

5.4.1 Diseño por flexocompresión

Para el diseño se harán uso de diagramas de interacciones para comprobar la conformidad del elemento con el diseño. SE busca que tanto carga respectiva (P_n) como su momento flector (M_n) satisfagan dicho requisito, asegurándose de que estén dentro del diagrama.

Las fuerzas aplicadas a los muros de corte incluirán cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores derivados del análisis estructural. Hay dos tipos de muros, clasificadas según su respuesta a las tensiones: los muros bajos ($H/L < 2$) y los muros esbeltos ($H/L > 2$).

Asimismo, se acostumbra a otorgarle una gran cuantía de acero a los núcleos de confinamiento de las placas, debido a sus grandes esfuerzos a los extremos de las placas. Por lo que se considera como cuantía mínima 1% al igual que en columnas.

Por otro lado, en la parte del alma de la placa por temas de fisuración se considerará como distribución para el acero horizontal y vertical el mínimo exigido en la norma E.060 (artículo 11.10.10.3), una cuantía cercana al $p=0.25\%$.

La edificación tiene 18 niveles con una altura $H=51.30$ m y las placas presentan una longitud máxima de $L=9.95$ m, por lo que todos los muros serán esbeltos ($H/L > 2$), con esta consideración se seguirán las exigencias planteadas en la norma E.060.

Para el ejemplo se diseñará el muro MY-02 sección 25 cm x 990 cm, ubicada en los ejes A, del nivel 01. El diseño mediante la combinación de flexión y compresión de una losa comienza determinando las dimensiones de los núcleos perimetrales, estableciendo $L_b = 1.5$ metros.

La cantidad de refuerzo que se utilizará en los miembros de borde suele comenzar con una estimación de $p=1\%$ y se verificará si cumple con las fuerzas requeridas. Se seleccionarán barras de acero de refuerzo de 34 $\phi 5/8"$. Esto representa una cuantía de aproximadamente 1.08%.

$$A_s = \rho \cdot B \cdot H = 1\% * (30 * 150 + 20 * 50) = 55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 34 * 1.99 = 67.66$$

$$\rho = \frac{67.66}{(25 * 150 + 20 * 50)} = 1.35\%$$

La cantidad de refuerzo vertical en el alma será de $\rho = 0.25\%$, para dos filas de refuerzo por tener un espesor de muro mayor a 20 cm según NTE E.060, se calcula la separación de barras de $\phi 3/8"$.

$$s = \frac{A_{sb}}{t * \rho} = \frac{2 * 0.71}{25 * 0.0025} = 22.72 \text{ cm}$$

Se asigna 2 capas de varillas de $\phi 3/8"$ @20 cm.

Tabla 5.6*Puntos de combinaciones de carga del muro MY-02.*

COMBOS DE CARGA	Sismo X			Sismo Y		
	P	M2	M3	P	M2	M3
	(ton)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)
COMBO1 = 1.4 CM + 1.7CV	1961	143	-47	1961	143	-47
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	1437	227	285	1612	134	3194
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	1971	22	-373	1796	114	-3282
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	801	179	292	976	87	3201
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	1336	-25	-366	1161	67	-3275
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	1437	-227	-285	1612	-134	-3194
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	1971	-22	373	1796	-114	3282
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	801	-179	-292	976	-87	-3201
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	1336	25	366	1161	-67	3275

Fuente: Elaboración propia.

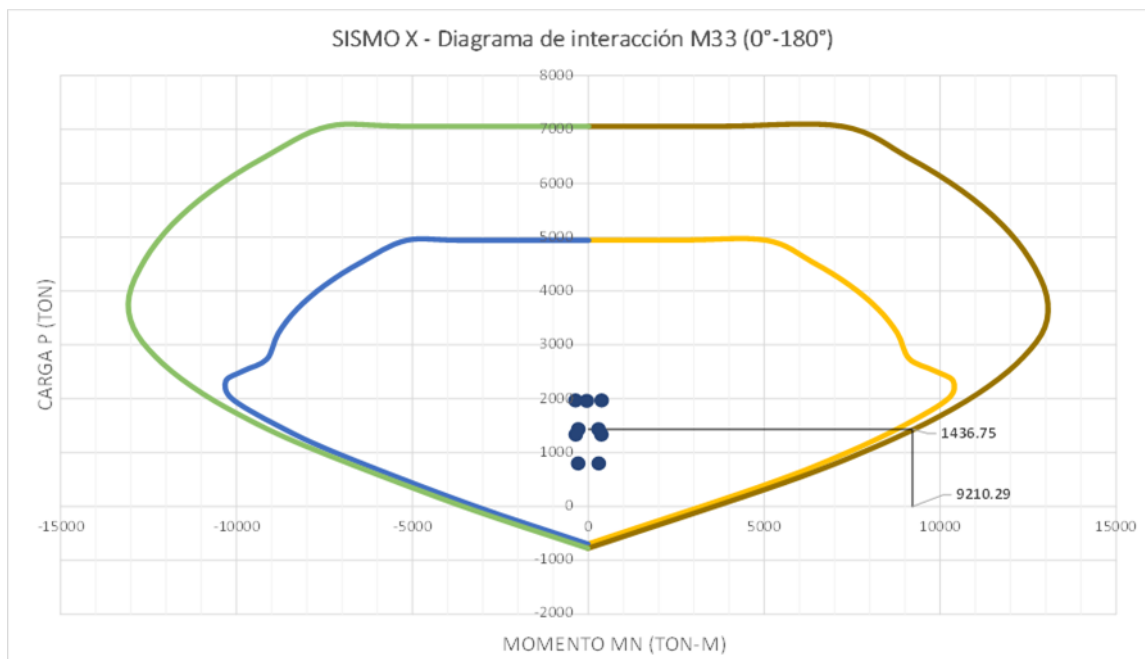
Tabla 5.7*Puntos notables del diagrama de interacción - M33 del muro MY-02.*

PUNTOS	M33							
	0°		180°		0°		180°	
	Pn	Mn	Pn	Mn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn
1	7061	12	7061	12	4943	8	4943	8
2	7061	3763	7061	-5159	4943	2634	4943	-3611
3	7061	7215	7061	-7378	4943	5050	4943	-5164
4	6479	9102	6473	-9236	4535	6372	4531	-6466
5	5867	10610	5861	-10716	4107	7427	4103	-7501
6	5241	11752	5234	-11830	3669	8226	3664	-8281
7	4595	12546	4587	-12599	3216	8782	3211	-8819
8	3917	13025	3908	-13054	2742	9117	2736	-9138
9	3330	12975	3330	-12934	2522	9827	2522	-9796
10	2784	12374	2784	-12301	2332	10366	2332	-10304
11	2234	11382	2234	-11275	2010	10243	2010	-10147
12	1676	9980	1672	-9824	1509	8982	1505	-8841
13	1100	8127	1082	-7883	990	7314	974	-7094
14	445	5583	38	-3715	401	5024	34	-3343
15	-774	-13	-774	-13	-696	-11	-696	-11

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.11

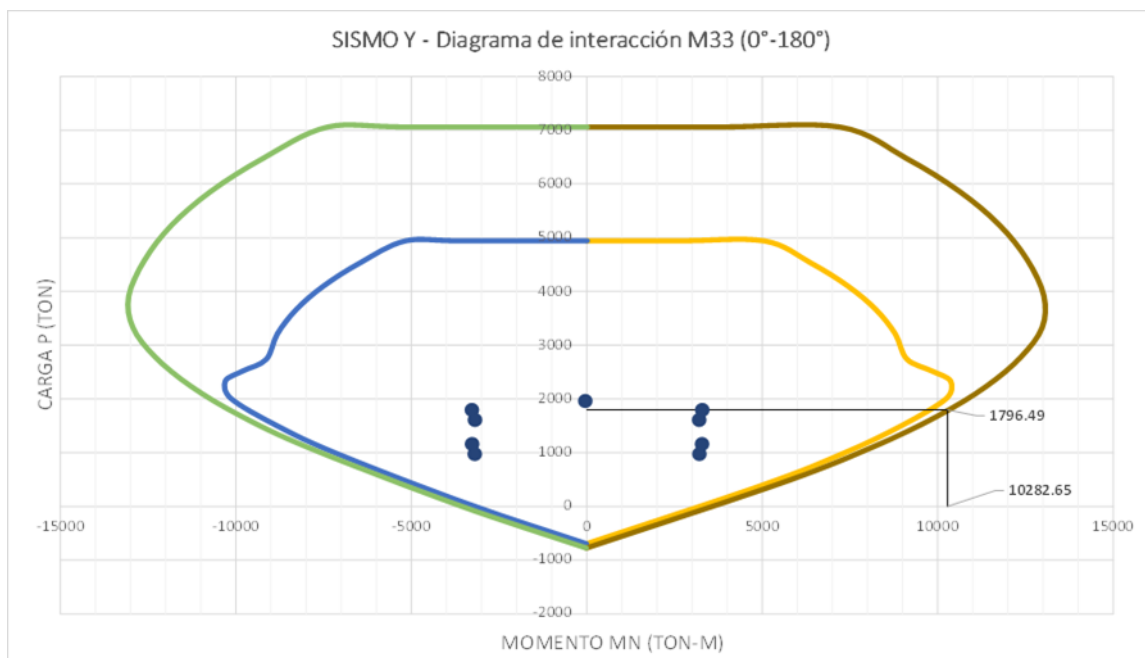
Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo X.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.12

Diagrama de iteración M33 con los puntos de combinación de carga del sismo Y.



Fuente: Elaboración propia.

De los gráficos anteriores, se puede decir que el diseño cumple por flexocompresión con la cantidad acero establecida, ya que se verifica que los puntos se observan dentro del diagrama de iteración.

5.4.2 Diseño por cortante y capacidad

Para los miembros de borde, según la NTE E.060 establece ciertos estándares para el refuerzo transversal. La separación no debe superar al menor de los tres siguientes límites:

- $10 d_b$ (menor diámetro de la barra longitudinal).
- El menor lado transversal del miembro de borde.
- $0.25 m$

La barra de acero para el confinamiento se usará estribos de $\varnothing 3/8"$. Se procede a calcular:

- $10 d_b$ (barra longitudinal) = $10 \cdot 1.59 = 15.9$ cm
- $\text{Min}(a, b) = 25$ cm
- $0.15 m$.

Se opta por la medida más pequeña, así que el espaciado de los refuerzos en los miembros de borde será de $s=15$ cm.

Además, es necesario llevar a cabo el diseño por capacidad para garantizar que el elemento falle debido a la flexión en lugar del corte. Para ello a fuerza cortante de diseño debe ser comparada a la fuerza cortante de capacidad en flexión.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde se debe obtener el cortante máximo actuante (V_{ua}) de las combinaciones de diseño. A partir de la combinación que se obtiene el momento actuante (M_{ua}), se accede al diagrama utilizando punto de la carga P de la dicha combinación para obtener el momento nominal (M_n). Se observa que la combinación COMBO3, tiene un valor máximo de fuerza cortante en la dirección del sismo en Y, por lo que se elige utilizar esa combinación. La carga axial es de 1796.489 ton, con un momento ultimo $M_{ua}=3281.61$ ton.m y una fuerza cortante $V_{ua}=166.116$ ton.

Tabla 5.8

Cortante máximo actuante de las combinaciones de diseño.

COMBINACIONES DE DISEÑO	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
COMBO1 = 1.4 CM + 1.7CV	1961.40	-26.25	80.56	143.43	-47.15
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	1961.40	-26.25	80.56	143.43	-47.15
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	1436.75	-3.53	114.27	226.68	285.30
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	1971.35	-42.13	25.34	21.98	-372.74
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	801.02	4.91	87.59	179.34	292.10
COMBO2 = 1.25 (CM + CV) + SDISEÑO	1611.61	120.46	74.36	134.46	3194.17
COMBO3 = 1.25 (CM + CV) – SDISEÑO	1796.489	-166.116	65.24	114.20	-3281.61
COMBO4 = 0.9 CM + SDISEÑO	975.88	128.89	47.68	87.11	3200.97
COMBO5 = 0.9 CM – SDISEÑO	1160.76	-157.68	38.57	66.86	-3274.82

Fuente: Elaboración propia.

Entrando al diagrama de interacción de la Figura 5.12 para la carga $P=1796.489$ ton se consigue el momento nominal de $M_n=10\,592.59$ ton-m

$$\left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) = \left(\frac{10\,592.59}{3\,281.61}\right) = 3.133$$

Según norma E.060, artículo 21.9.5.3, (M_n/M_{ua}) no se debe considerar un valor superior al coeficiente de Reducción, que para muros estructurales es 6. Para este caso se considera un valor máximo de 3 como lo menciona el ACI.318.19. Así optamos por no sobre reforzar de acero el elemento.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) = 166.116(3) = 498.35 \text{ ton}$$

Además, el apartado 11.10 de la regulación E.060 nos proporciona una lista de aspectos a tener en cuenta para los muros frente a esfuerzos de corte.

La aportación del concreto V_c no debería rebasar:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde α_c dependerá del valor de H_m / l_m , H_m es el valor de la altura completa del muro, y mientras que l_m representa la longitud del muro.

- $A_c w = b x d$ ($d = 0.8 l_m$)
- $\alpha_c = 0.80$ para $h_m / l_m \leq 1.5$ (muros robustos)
- $\alpha_c = 0.53$ para $h_m / l_m \geq 2.0$ (muros esbeltos)

La placa analizada presenta una longitud $l_m = 9.90$ m., y $H_m = 51.30$ m. Por lo que se tendrá un valor de h_m / l_m de 5.18; mayor a 2 (muro esbelto). Por lo que el valor de $\alpha_c=0.53$.

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 25 * (0.8 * 990) (0.53 \sqrt{350}) = 196.32 \text{ ton}$$

Mediante la cortante máxima, es posible calcular la aportación del acero a la resistencia al corte y determinar la separación máxima entre estribos.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{498.35}{0.85} - 196.32 = 389.97 \text{ ton}$$

$$s_{max} = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * 0.8 * 990}{389.97 * 1000} = 22.01 \text{ cm}$$

A continuación, se calcula la cuantía mínima de acero de refuerzo horizontal necesaria utilizando la siguiente fórmula:

$$\rho_h = \frac{V_s}{F_y * t * d} = \frac{389.97}{4200 * 25 * 0.8 * 990} = 0.0047$$

A partir de la cuantía horizontal (ρh) se podrá calcular la cuantía vertical mínima (ρv)

$$Vu < Acw(0.27\sqrt{f'c}), \quad \rho v = 0.0015$$

$$Vu > Acw(0.27\sqrt{f'c}), \quad \rho v = 0.0025 + \frac{1}{2}(2.5 - \frac{hm}{lm})(\rho h - 0.0025)$$

$$Vu > Acw(0.27\sqrt{f'c}), \quad \rho v \geq 0.0025$$

Además, la separación no debe exceder entre tres veces el ancho del muro, ni 0.4 m.

$$Vu > Acw(0.27\sqrt{f'c}) = 25 * 0.8 * 990(0.27\sqrt{350}) = 100.01 \text{ ton}$$

$$\rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 5.18)(0.0035 - 0.0025) = -0.00045$$

$$\rho v = 0.0025 \text{ (mínimo)}$$

Al obtener las cuantías mínimas determinadas para el refuerzo horizontal y vertical se obtiene el espaciamiento mínimo.

$$s = \frac{Asb}{t * \rho}$$

El espaciamiento resultante no debe ser mayor al obtenido por el diseño por capacidad, por lo que si resulta mayor considerar el espaciamiento obtenido por capacidad.

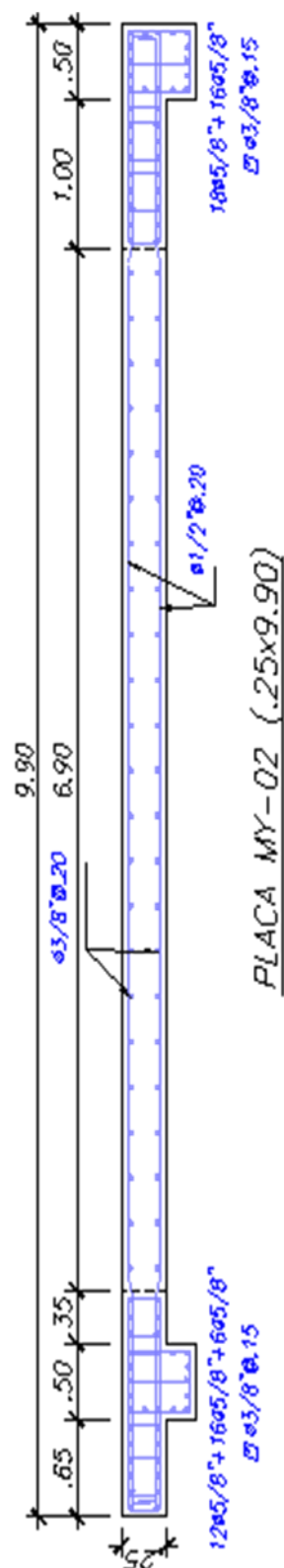
En la parte del alma de la placa con la misma varilla de $\phi 1/2$ para el refuerzo vertical y horizontal.

$$Sv = \frac{Asb}{t * \rho v} = \frac{2 * 0.71}{25 * 0.0025} = 22.72 \text{ cm}$$

$$Sh = \frac{Asb}{t * \rho h} = \frac{2 * 1.29}{25 * 0.0047} = 22.01 \text{ cm}$$

Distribución acero vertical: $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Distribución acero horizontal: $\phi 1/2'' @ 20 \text{ cm}$

Figura 5.13*Detalle de acero de refuerzo en muro MY-02.*

Fuente: Elaboración propia.

6. CAPITULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”

6.1 Modelo analítico no lineal

Se basa en un modelo analítico que incorpora propiedades no lineales de los materiales y componentes estructurales, como secciones y detalles del acero de refuerzo. Asignar dichas características no lineales debe hacerse estratégicamente y con criterio, esto es, asignar en regiones donde es común que incurren en fluencia los elementos estructurales, de tal manera que el modelo en el software no sea sobrecargado.

En elementos como vigas y columnas, los lugares propensos a la fluencia se encuentran en sus extremos, mientras que en muros de concreto armado de gran altura, estas áreas suelen estar cerca de la base y en los primeros niveles. Los datos de las propiedades de los materiales, sección geométrica, área de acero de refuerzo, son obtenidos de la etapa de diseño.

Los valores de resistencia nominales de los materiales, deberán convertirse a valores de resistencia esperada, se utilizará la Tabla 2.5 del ACI 318.19, para el concreto se multiplicado el $f'_{cc} = 1.3f'_c$ y para el acero de refuerzo un f_y de 480 MPa que es aproximadamente $1.17f_y$ y un f_u de 730 MPa. Si se quieren emplear factores mayores, es imprescindible respaldar los datos con ensayos.

El ASCE/SEI 41-17, se recomienda considerar las secciones estructurales con rigideces efectivas. Esto se debe a que las estructuras están sujetas a diversos esfuerzos que provocan deformaciones, resultando en fisuras en los elementos estructurales. Estas fisuras son el resultado de cambios volumétricos causados por variaciones de temperatura y contracción. Las rigideces efectivas se aplican únicamente en aquellos elementos cuya plasticidad se modelará mediante rotulas plásticas concentradas. En el presente caso de estudio, estas rigideces se utilizarán exclusivamente en elementos tipo viga, siguiendo las indicaciones de la Tabla 2.6.

6.2 Propiedades inelásticas de los materiales

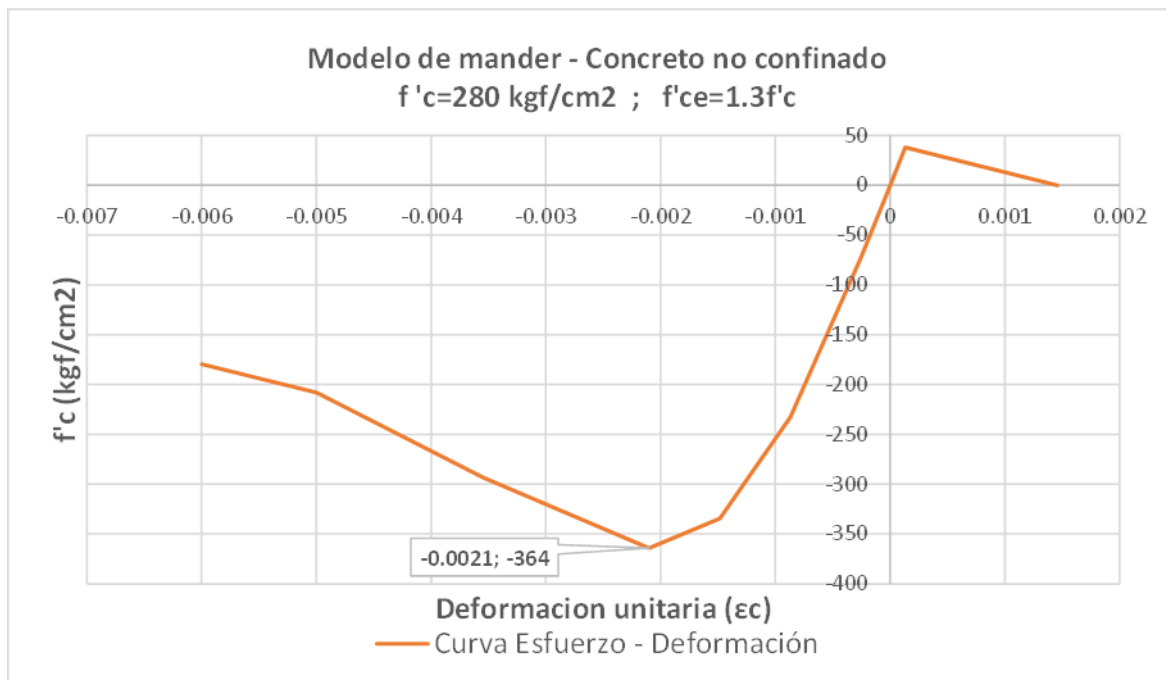
6.2.1 Concreto:

Para la representación del concreto sin y con confinamiento, se ha utilizado la constitutiva proporcionada por Mander. El concreto sin confinamiento suele estar presente en la capa exterior, mientras que el concreto con confinamiento se encuentra en la parte central de los componentes estructurales.

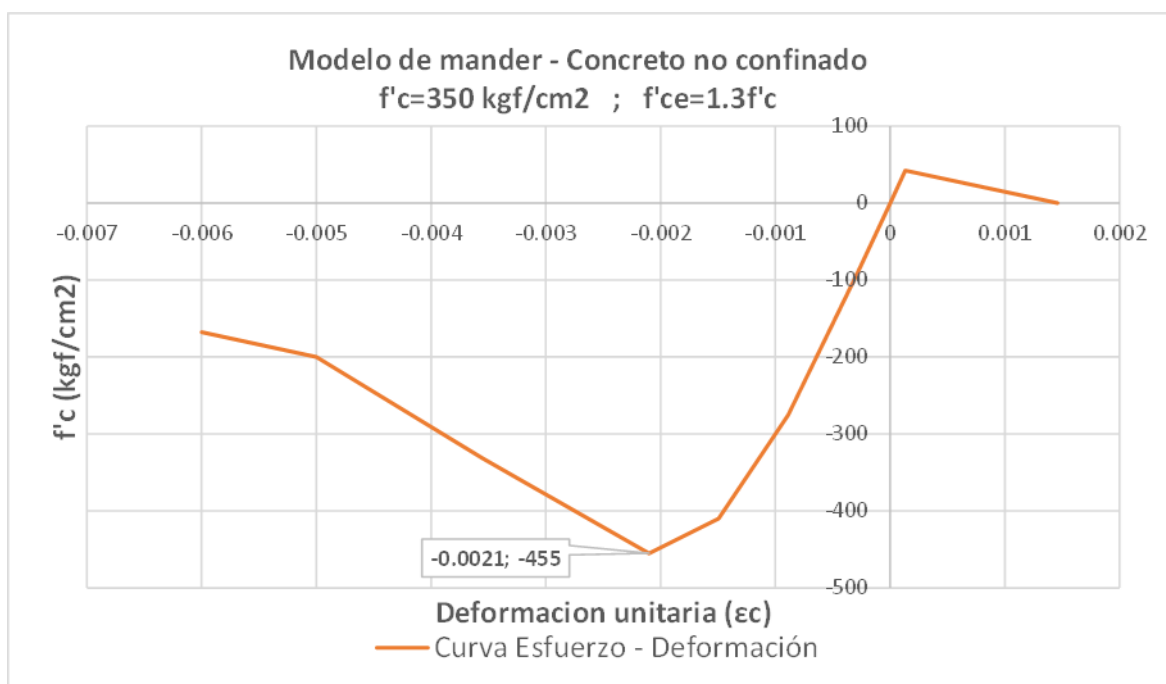
En el caso de estudio se utilizó dos tipos de resistencia nominal de concreto: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 6.1

Curva de Esfuerzo – Deformación para el concreto no confinado. (a) Con un $f'_c=280$ kg/cm². (b) Con un $f'_c=350$ kg/cm².



(a)



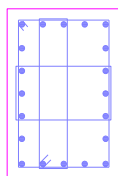
(b)

Fuente: Creación propia.

En el concreto confinado la relación esfuerzo-deformación, dependerá del refuerzo transversal que el elemento. Como ejemplo se muestra el detalle de la Columna C-01 (3° – 10° nivel) y Columna C-06 (11° – 18° nivel).

Figura 6.2

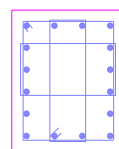
Detalle de refuerzo de columnas C-01 (1° -10° nivel) y C-05 (11° – 18° nivel).



C-01 (60x90)

$4\phi 1", 16\phi 3/4"$

$\nabla 3/8" \phi 1 @ .5, 9 @ .10 \text{ Rto} @ 0.20 \text{m.}$



C-06 (60x90)

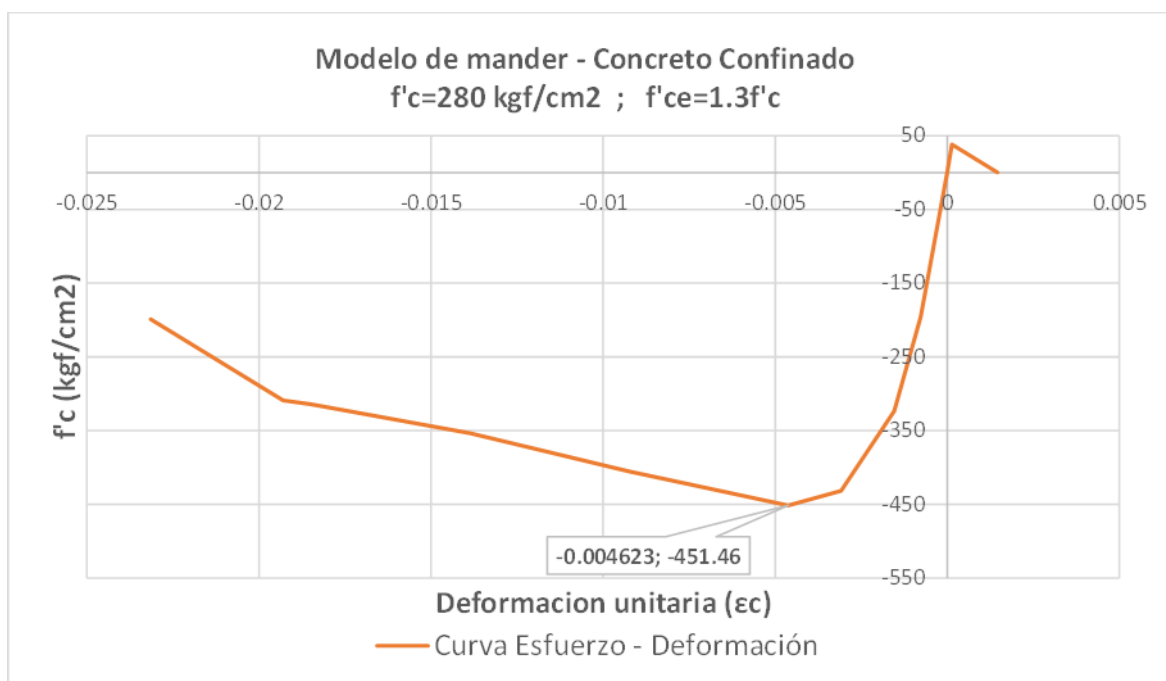
$4\phi 1", 12\phi 3/4"$

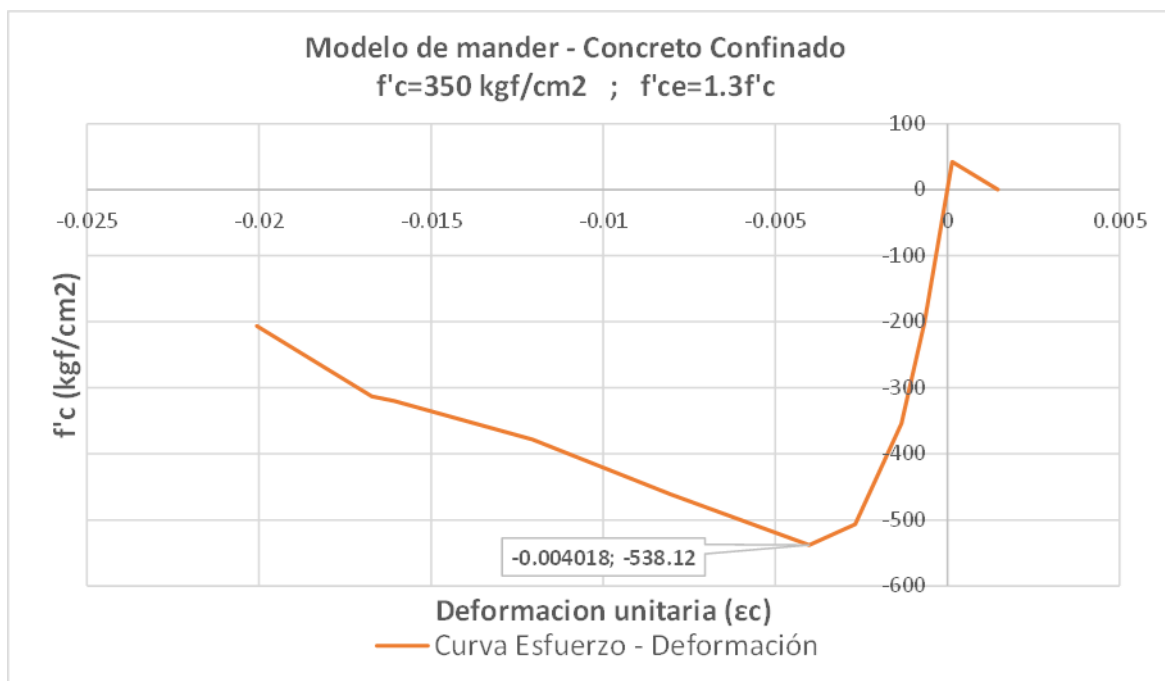
$\nabla 3/8" \phi 1 @ .5, 9 @ .10 \text{ Rto} @ 0.20 \text{m.}$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.3

*Curva de Esfuerzo – Deformación para el concreto confinado. (a) Con un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
(b) Con un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.*





(b)

Fuente: Creación propia.

6.2.2 Acero de refuerzo:

Para la representación del acero de refuerzo, se ha utilizado el modelo desarrollado por Park. Las barras de acero, al ser producidas de manera industrializada, tienen propiedades que son sometidas a un estricto control y son más precisas.

En este estudio, se ha empleado un valor de esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 42000 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 6.1

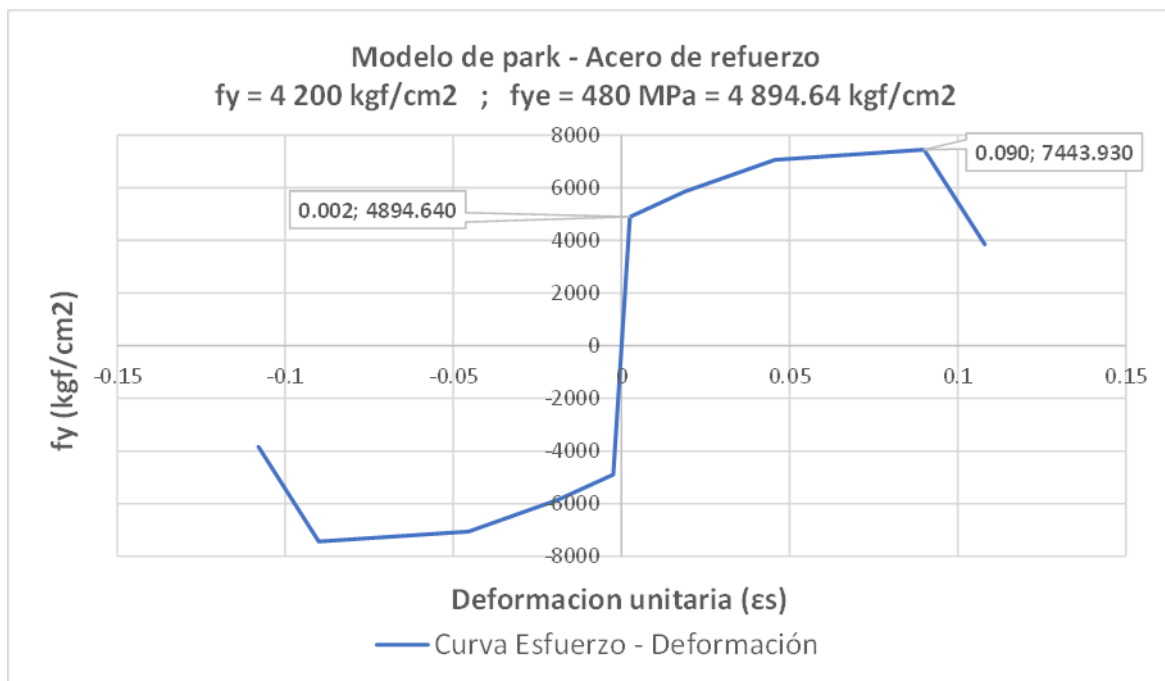
Resistencia nominal y resistencia esperada de acero grado 60 según ACI 318.19.

Resistencia nominal		Resistencia esperada	
Resistencia a la fluencia, f_y kg/cm^2	Resistencia a la tracción, f_u kg/cm^2	Resistencia a la fluencia, f_{ye} kg/cm^2	Resistencia a la tracción, f_{ue} kg/cm^2
4200	6300	4894.64	7443.93

Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.4

Relación de Esfuerzo – Deformación para el acero de refuerzo G60.



Fuente: Elaboración propia.

6.3 Características no lineales de los elementos estructurales

Se inicia el proceso de representar los elementos estructurales considerando sus secciones geométricas, material, así como el detalle del refuerzo de acero tanto para tracción como para compresión

6.3.1 Vigas

La región crítica se encuentra en los extremos, por lo tanto, es necesario introducir los datos sobre el área de acero, tanto en la parte superior como en la inferior de la sección. De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, se tomará en cuenta la fisuración de la sección, lo que resultará en una rigidez efectiva a la flexión en las vigas con un factor de 0.3.

Tabla 6.2

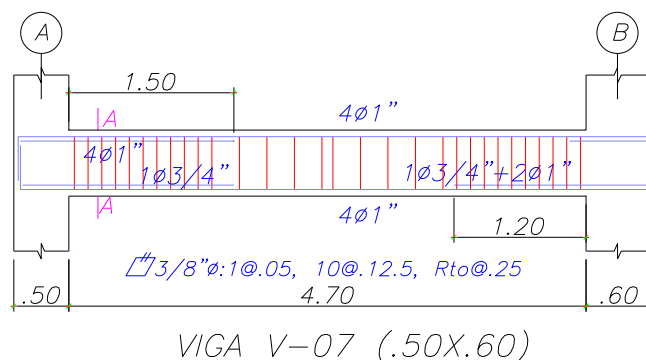
Acero de refuerzo en viga V-07 (1º nivel).

	Acero de refuerzo en viga V-07 (cm ²)	
	Izquierda	Derecha
Superior	45.90	20.40
Inferior	23.24	33.44

Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.5

Detalle de refuerzo de viga V-07 (1º nivel).



Fuente: Elaboración propia.

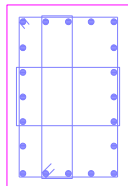
En Etabs se indicará el tipo material que será utilizado, dimensiones de la sección y área de barra de refuerzo longitudinal, tal como indica el diseño de vigas.

6.3.2 Columnas

La zona crítica en columna está en los extremos del elemento. Para este tipo de elemento es esencial colocar el acero de refuerzo longitudinal y estribos, así hallar la resistencia del concreto confinado.

Figura 6.6

Detalle de refuerzo de columnas C-01 (1º -10º nivel).



C-01 (60x90)

4Ø1", 16Ø3/4"

Ø 3/8"Ø1@.5, 9@.10 Rto@0.20m.

Fuente: Elaboración propia.

En Etabs se especificará el tipo de material a emplear, dimensiones de la sección, y el área del refuerzo longitudinal (número y diámetro de las barras), así como el refuerzo transversal (diámetro, cantidad y espaciado de estribos), según lo establecido en el diseño de las columnas.

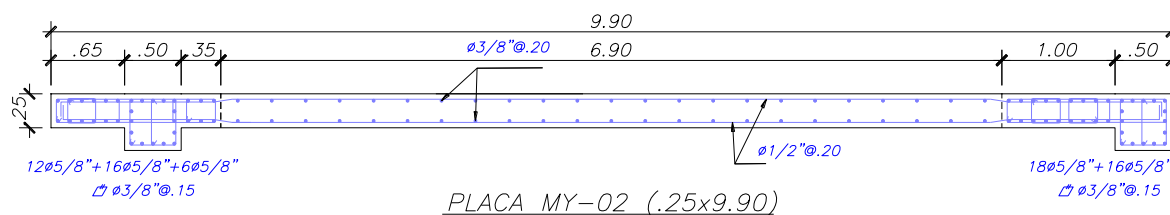
6.3.3 Muros Estructurales

Son componentes que proporcionan una notable rigidez, por lo tanto, ante un terremoto, son elementos que experimentan una mayor fuerza sísmica. Para su representación matemática, es esencial incorporar el refuerzo longitudinal en los miembros de borde y en el alma.

Las áreas críticas suelen estar ubicadas en los primeros niveles de la estructura, en los miembros de borde, en estos elementos se concentran los mayores esfuerzos de compresión y tracción.

Figura 6.7

Detalle de refuerzo longitudinal y transversal en MY-02 (1º nivel).



Fuente: Elaboración Propia.

En Etabs se indicará el tipo material que será utilizado, dimensiones de la sección y área de barra de refuerzo longitudinal (cantidad de barras y diámetro), haciendo un “mesh” entre los miembros de borde y el alma, tal como indica el diseño de muros estructurales.

6.4 Modelo inelástico de los componentes estructurales

Para reflejar los efectos del daño que experimenta la estructura debido al terremoto, es fundamental incorporar las rotulas plásticas y modelo de fibras. A medida que la fuerza lateral aumenta, los elementos estructurales comienzan a deteriorarse gradualmente hasta que pierden por completo su capacidad, lo que provoca una reorganización de esfuerzos en la estructura. En este trabajo, se emplearon los siguientes modelos de plasticidad.

6.4.1 Rotula plástica de plasticidad concentrada

Se aplicarán en vigas, el programa Etabs utiliza las tablas contenidas en el capítulo 10 del ASCE/SEI 41-17 para producir los gráficos de momento – rotación o curvas backbone.

La fuerza cortante V_2 , debe tomarse del Pushover o análisis no lineal, por ende, se vuelve un proceso iterativo. Pero actualizar el cortante en una estructura con una cantidad elevada de elementos ya no se vuelve algo práctico, por ello, siguiendo un criterio y siendo conservador se opta hoy en día que el corte (V_b) como un corte por capacidad, ya que es el máximo corte que puede tomar la viga.

$$V_{cap} = V_{isostático} + \frac{Mn + Mn'}{Ln}$$

Donde el V isostático se toma de un combo de cargas igual a 1.25(CM + CV).

Como es una estructura nueva, se ha hecho un buen diseño a corte, por ende, diseño transversal es conforme.

Figura 6.8

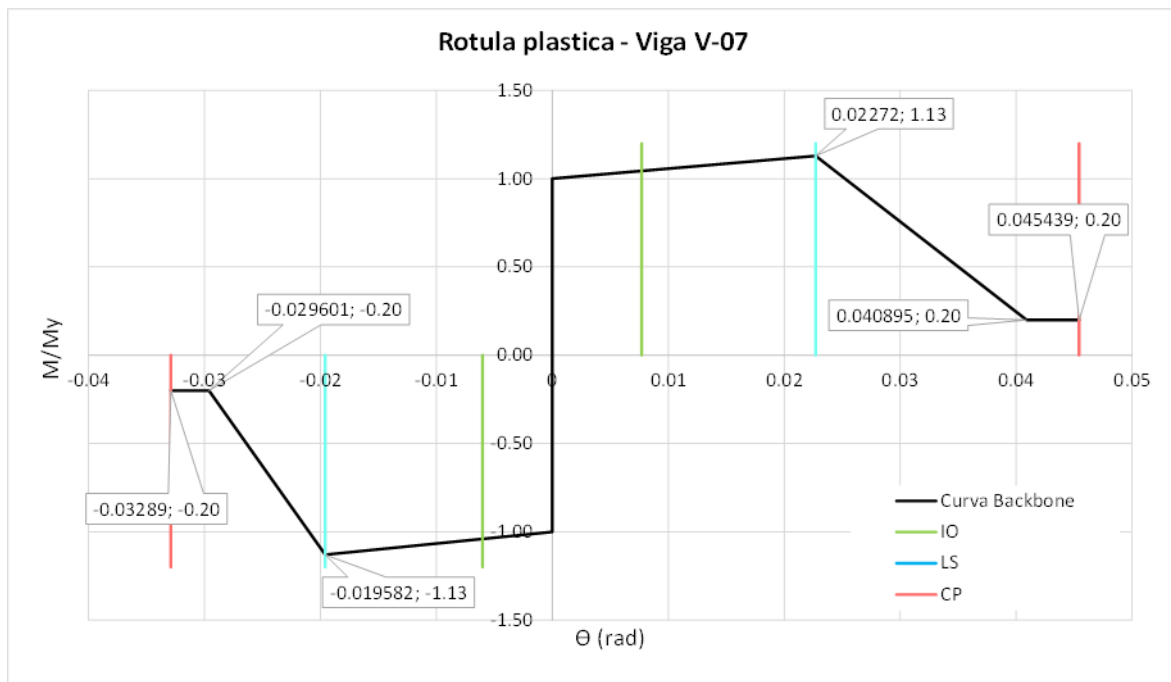
Creación de rotulas plásticas concentradas en elementos viga.

Fuente: Etabs v.18.

Los gráficos de momento contra rotación se crean de forma automática utilizando la Tabla 2.7, como se ilustra en la Figura 6.9. Después, se asignan las rotulas plásticas en las puntas de las vigas, en una medida relativa a la longitud total del elemento, donde 0 representa el comienzo y 1 el final.

Figura 6.9

Rotula plástica de viga V-07 (1º nivel), según ASCE/SEI 41-17 con recomendaciones del proyecto ATC 114.



Fuente: Elaboración Propia.

6.4.2 Modelo de fibras de plasticidad distribuida

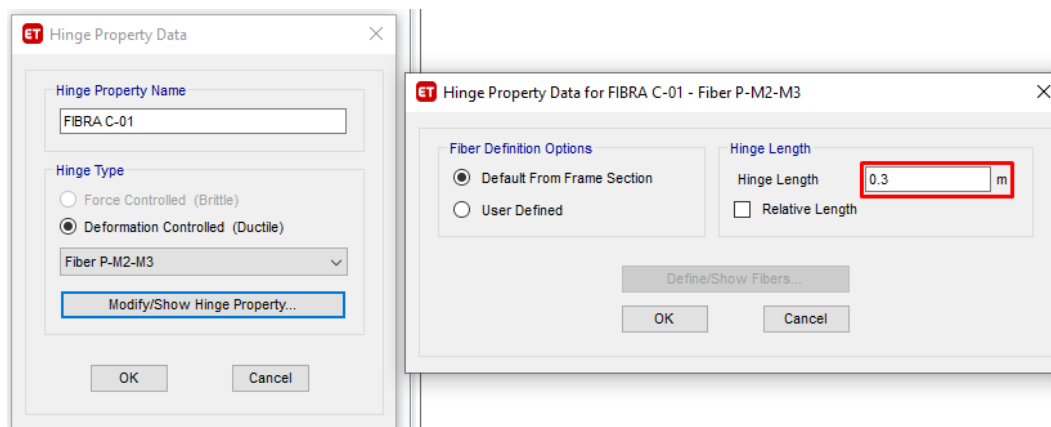
Se empleará el enfoque de modelo de fibra en los componentes estructurales tipo columnas y muros de hormigón armado. Las fuerzas actuantes en una columna incluyen fuerzas axiales (P) y momentos en torno al eje local 2 y eje local 3, que son representados como M_{22} y M_{33} .

La creación del modelo de fibra se llevará a cabo incorporando información sobre el tipo de material, sección geométrica y el área del acero de refuerzo (cantidad y diámetro) de las secciones de las columnas.

Para las columnas, la ubicación del modelo de fibras se determina con $L_p = h/2$, siendo “h” el menor peralte de la sección, y se asigna a los extremos de la longitud del elemento, donde 0 representa el inicio y 1 el final.

Figura 6.10

Creación de modelo de fibras en elemento tipo columna.



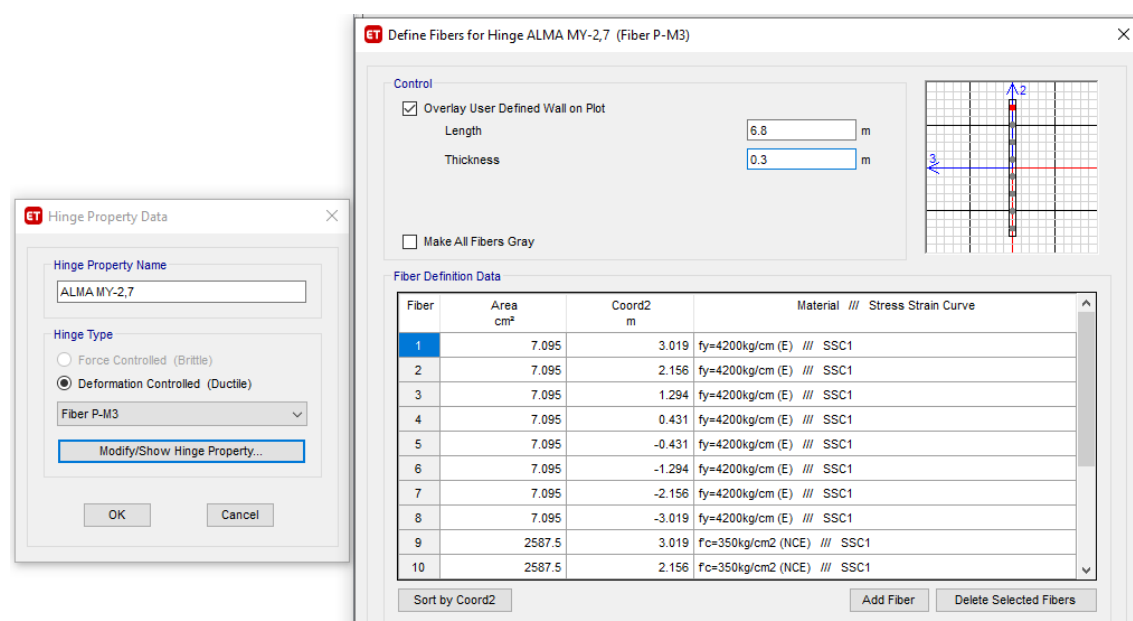
Fuente: Etabs v.18.

En la , además las coordenadas de la fibra y el tipo de material. Esto permite que en la evaluación Pushover, se pueda examinar el estado de cada segmento de material y determinar si se encuentra dentro del intervalo establecido por el criterio de aceptación.

Figura 6.11 se exhiben puntos que representan la discretización del muro de concreto armado; estos puntos son segmentos o fibras del área de concreto y área de acero de refuerzo, además las coordenadas de la fibra y el tipo de material. Esto permite que en la evaluación Pushover, se pueda examinar el estado de cada segmento de material y determinar si se encuentra dentro del intervalo establecido por el criterio de aceptación.

Figura 6.11

Creación de modelo de fibras en elemento tipo muro estructural.



Fuente: Etabs v.18.

Luego de haber creado el modelo de fibra de los miembros de borde como del alma, se procede a asignar la el modelo de fibras en los muros en los primeros niveles de la estructura.

6.5 Casos de carga

Para esto previamente se necesita establecer una condición inicial, donde la estructura solo está afectado por cargas gravitacionales en una condición sin carga por efecto de las fuerzas laterales. Esta situación inicial corresponde a una carga de gravedad no lineal (CGNL), compuesta por la totalidad de la carga permanente (100%) y la carga viva (25%).

Figura 6.12

Creación de la carga gravitacional no lineal: 1.0 CM + 0.25 CV.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: PESO SISMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	0.25

Information icon, Add, Delete

Fuente: Etabs v.18.

6.6 Patrón de cargas laterales

El empleo del patrón de cargas laterales será de manera monótona, en otras palabras, repetitivo en una sola dirección, por ende, se necesita realizar un análisis para cada dirección de forma independiente. Las fuerzas laterales se intensifican gradualmente hasta lograr el desplazamiento objetivo establecido en la parte superior de la estructura o hasta que ciertos elementos estructurales hayan alcanzado su capacidad plástica máxima, lo que conduce a

una inestabilidad en el modelo matemático y marcando el final de la generación de la curva de capacidad de la estructura.

Hay diferentes patrones de cargas que se pueden utilizar. Para este estudio en particular, de acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, se adopta el patrón de fuerzas laterales proporcional al modo fundamental de vibración que varía según la dirección de análisis.

Figura 6.13

Creación del patrón de carga lateral respecto a modo fundamental.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHOVER X (+) [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: PESO SISMICO

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Fuente: Etabs v.18.

En este paso el patrón de carga aplicada se va incrementando en continuamente, y se regulará mediante el desplazamiento de un nodo de control en la parte superior (Δ_{roof}), a este se le fijará un desplazamiento máximo de techo (Δ_{roof_max}). Cuando el análisis alcance este desplazamiento máximo, la fuerzas ya no se intensifiquen y el proceso concluirá, o si algún elemento del modelo llega a su capacidad máxima antes de alcanzar este desplazamiento máximo.

El nodo de control se colocará en el nivel más alto, por lo general en el techo, localizado en el centro de masa o cerca de este, al cual se especificará la dirección del análisis.

Figura 6.14

Nodo de control del techo del pushover.

Fuente: Etabs v.18.

Y, por último, la Figura 6.15 se evidencia el guardado de resultados, se hace mediante varios estados, debido al aumento gradual de la carga lateral durante el análisis y al desplazamiento del nodo de control, se generan una serie de puntos. (V vs Δ_{roof}), así estos puntos formaran a la curva de capacidad del edificio.

Figura 6.15

Guardado de resultados del pushover.

Fuente: Etabs v.18.

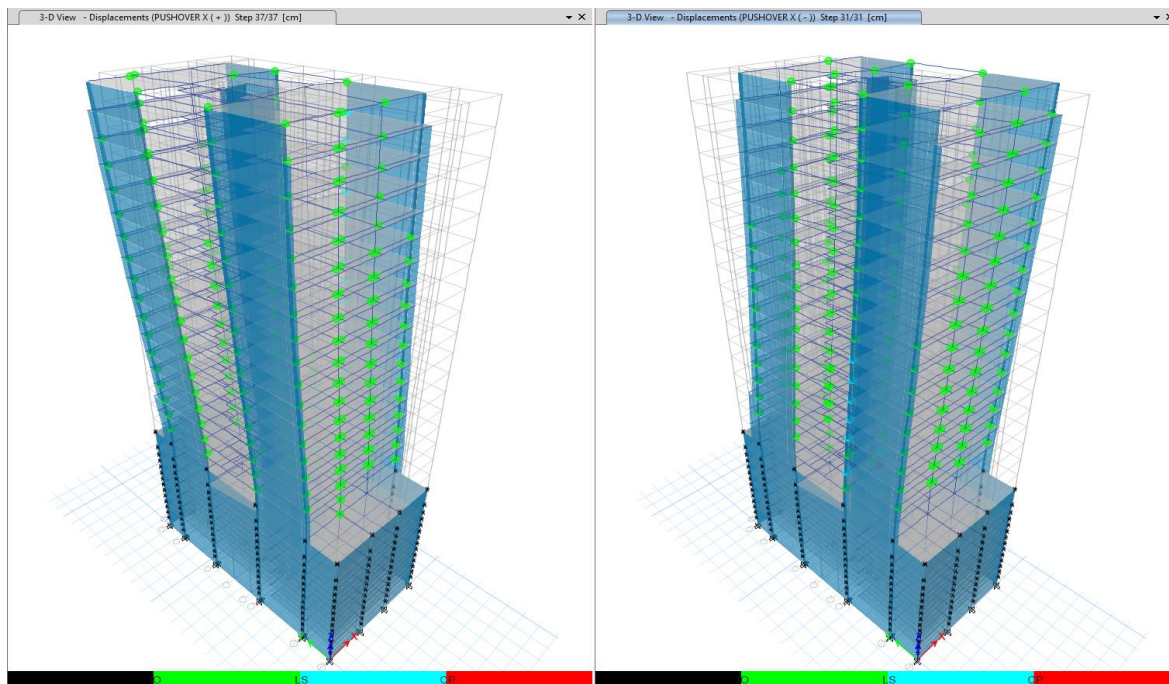
6.7 Resultados del Análisis Pushover

6.7.1 Dirección X

Para el pushover (+), la activación de la primera rotula se da en la viga V-02, del eje 6, entre los ejes D y F del nivel 02, se desplazó 33.21 centímetros en el punto de control. Para el pushover (-), la activación de la primera rotula se da en la viga V-03, del eje C, entre los ejes 5 y 6 del nivel 01, se desplazó 27.45 centímetros en el punto de control.

Figura 6.16

Secuencia de falla de la estructura – Pushover X (+ y -).



Fuente: Etabs v.18.

Tabla 6.3

Paso de interés del desempeño sísmico en la dirección X.

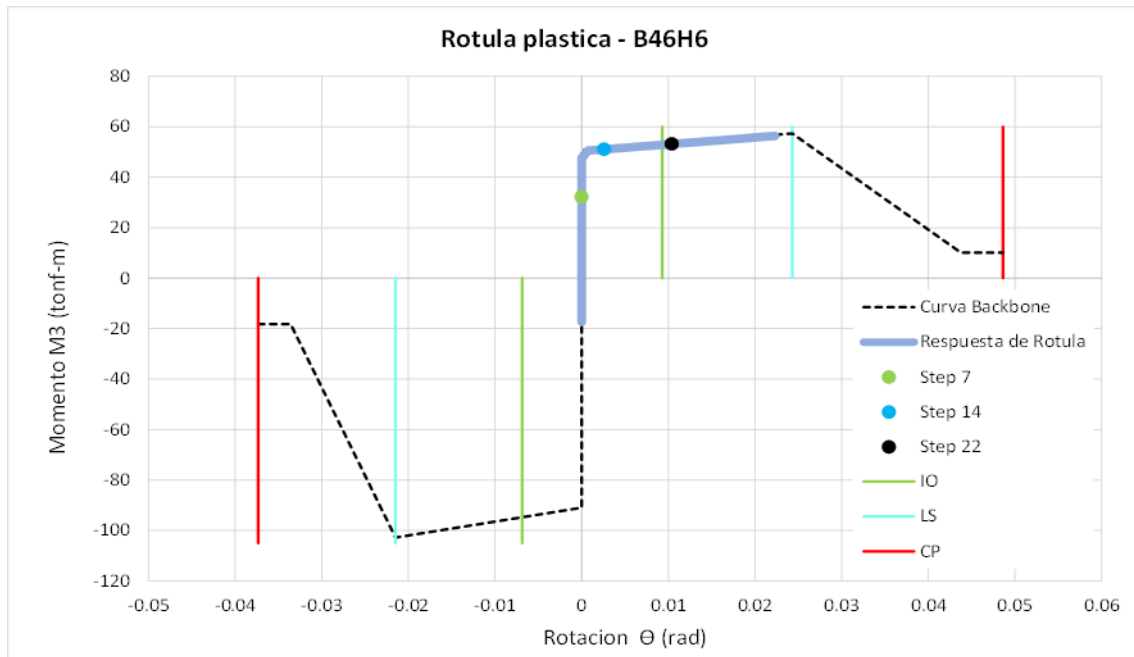
Dirección	Paso “Step”	Δ (cm)	V (tonf)	Paso siguiente al punto de desempeño del sismo de
X - Pushover (+)	7	19.23	633.88	Servicio
	14	36.47	1014.81	Diseño
	22	57.66	1178.09	Máximo
X - Pushover (-)	8	20.76	717.58	Servicio
	13	37.08	1049.69	Diseño
	19	58.20	1220.82	Máximo

Fuente: Creación propia.

6.7.1.1 Vigas

Figura 6.17

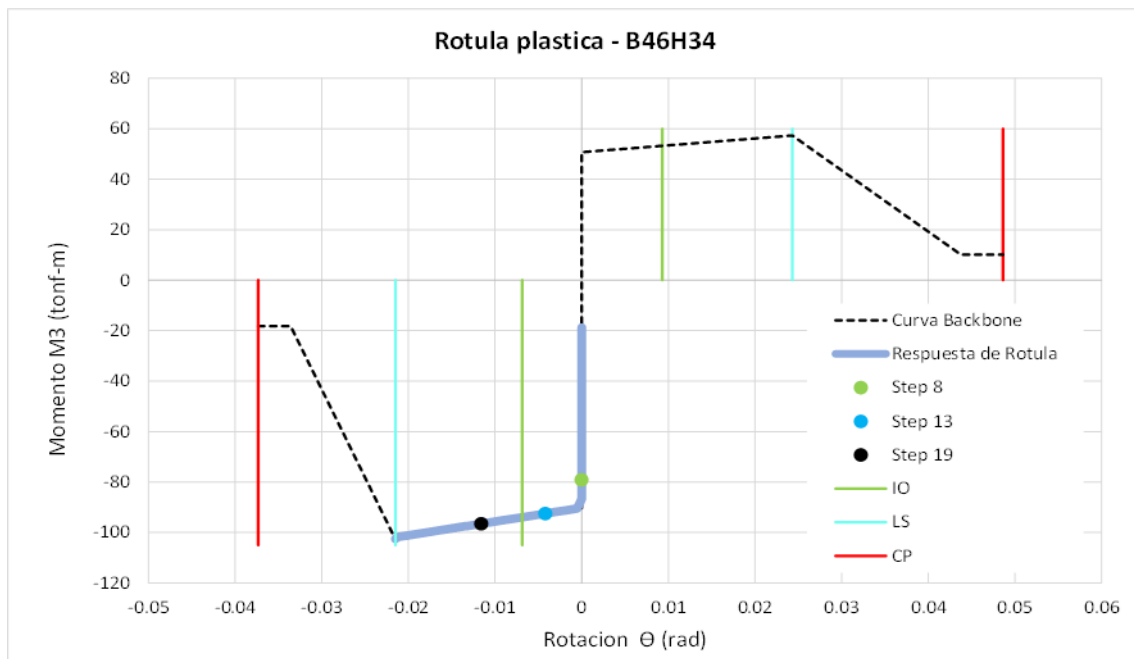
Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover X (+).



Fuente: Creación propia.

Figura 6.18

Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover X (-).



Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.17 se evidencia la respuesta de la rótula plástica B46H34 de la viga V-07, situada en el segundo nivel, en el eje 6, entre los ejes A y C. Se nota que para un evento sísmico de servicio (Paso 7), la viga permanece dentro del rango elástico, para el sísmico de diseño (Paso 14), la viga ha alcanzado la plastificación, ubicándose en el nivel de IO y para el sísmico máximo (Paso 22), la viga ha superado el nivel previo, situándose en la categoría de LS.

Además, la Figura 6.18 se evidencia la respuesta de la rótula B45H6 de la V-07, situada en el tercer nivel, en el eje 6, entre los ejes D y F. Se nota que para un evento sísmico de servicio (Paso 7), la viga permanece dentro del rango elástico, para el sísmico de diseño (Paso 14), la viga ha alcanzado una plastificación ligera, situándose en el nivel de IO y para el sísmico máximo (step 22), la viga ha superado ligeramente el nivel de IO, situándose en la categoría de LS.

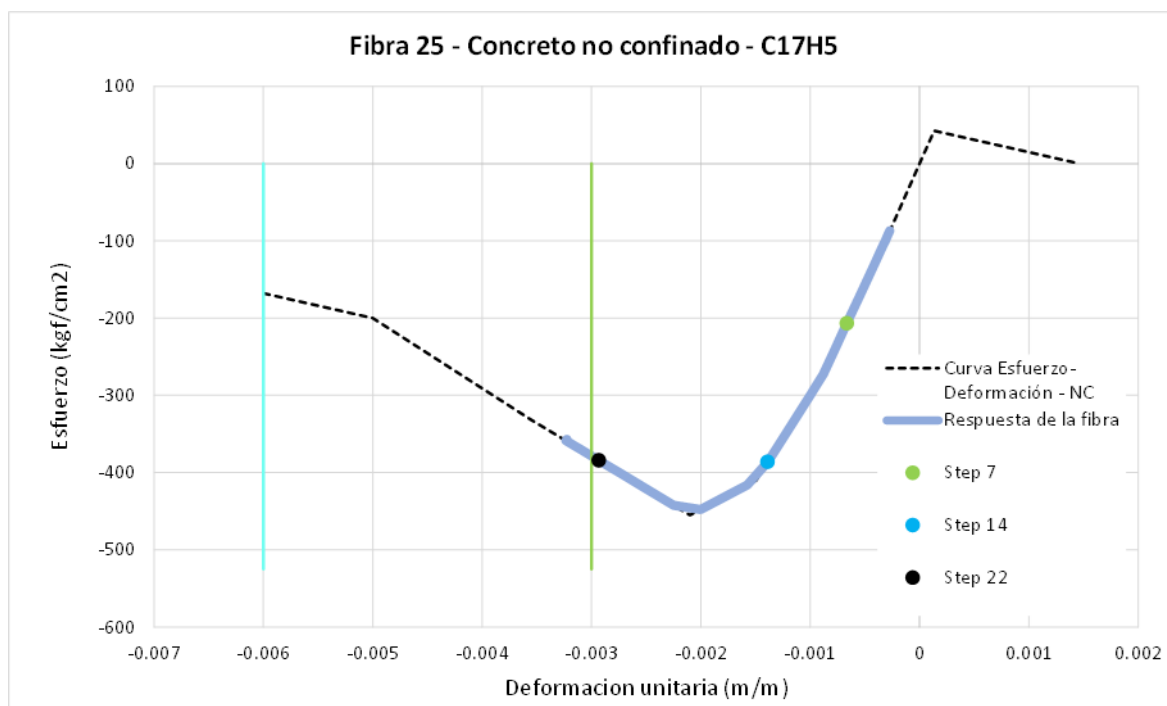
6.7.1.2 Columnas

A) Pushover (+)

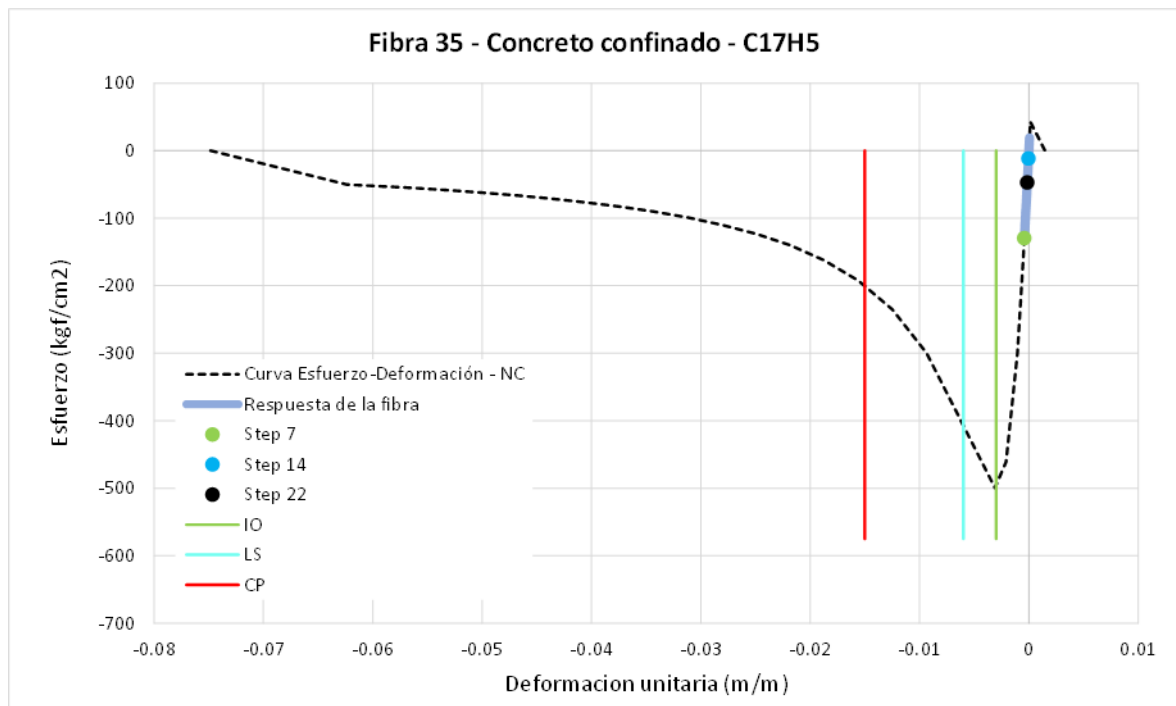
Se analizará la columna C-07, ubicado en el tercer nivel, en el encuentro de los ejes 6 y D, siendo una columna crítica. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.19

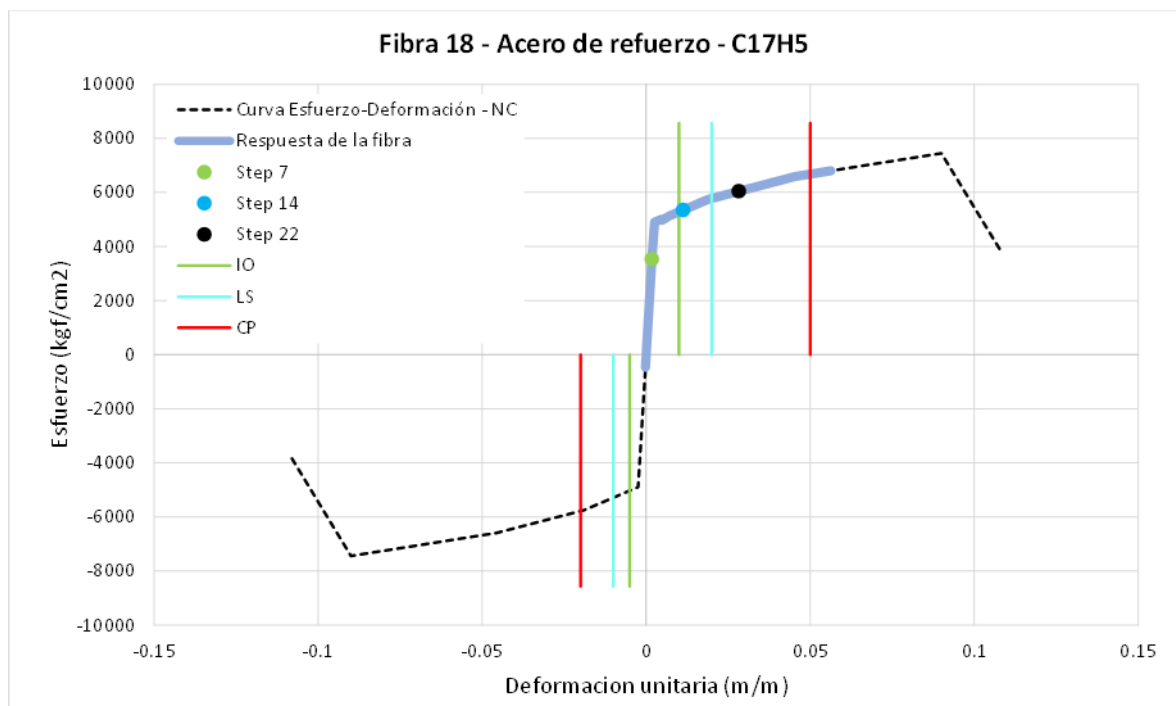
Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover X (+).



(a)



(b)



(c)

Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.19 se presenta la respuesta del modelo de fibras C17H5. Se observa en (a) la respuesta de la fibra 25, el concreto no confinado ha excedido su capacidad máxima de carga, lo que ha resultado en la formación de fisuras en el concreto. En los diversos niveles de amenaza sísmica, se encuentra en una categoría de IO.

En (b) se observa la respuesta de la fibra 35, el concreto confinado no ha sufrido daño alguno. Además, para los diferentes niveles de amenaza sísmica, se halla en el nivel de IO.

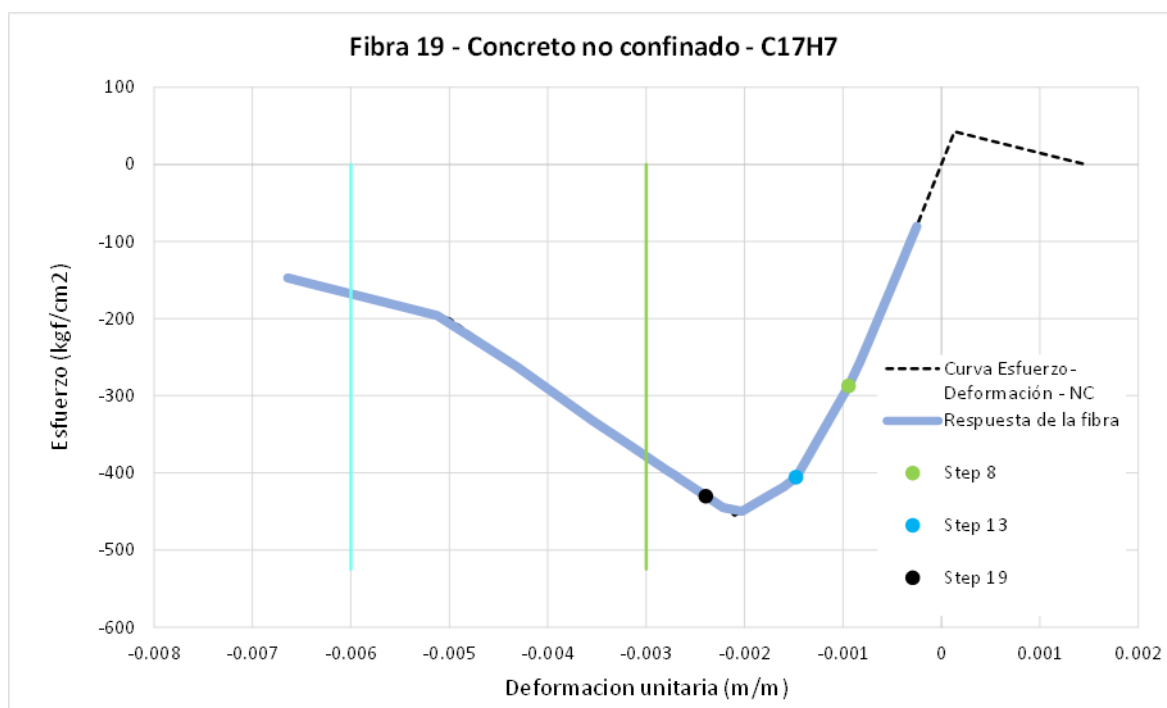
En (c) se observa la respuesta de la fibra 18, la barra de acero aún no ha alcanzado el punto de fluencia para un evento sismo de servicio (Paso 7), para un evento sismo de diseño (Paso 14) el acero ha alcanzado el punto de plastificación, lo que indica el inicio del nivel de LS y para un evento de sismo máximo (Paso 22), este se ubica en la categoría de CP.

B) Pushover (-)

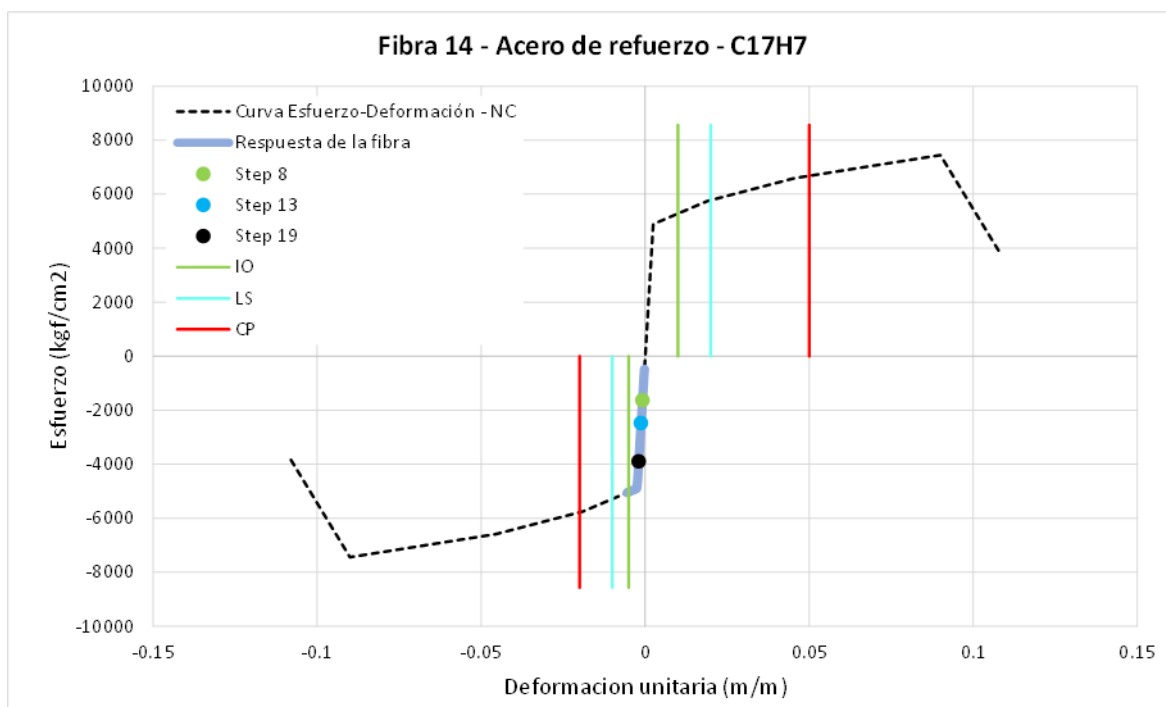
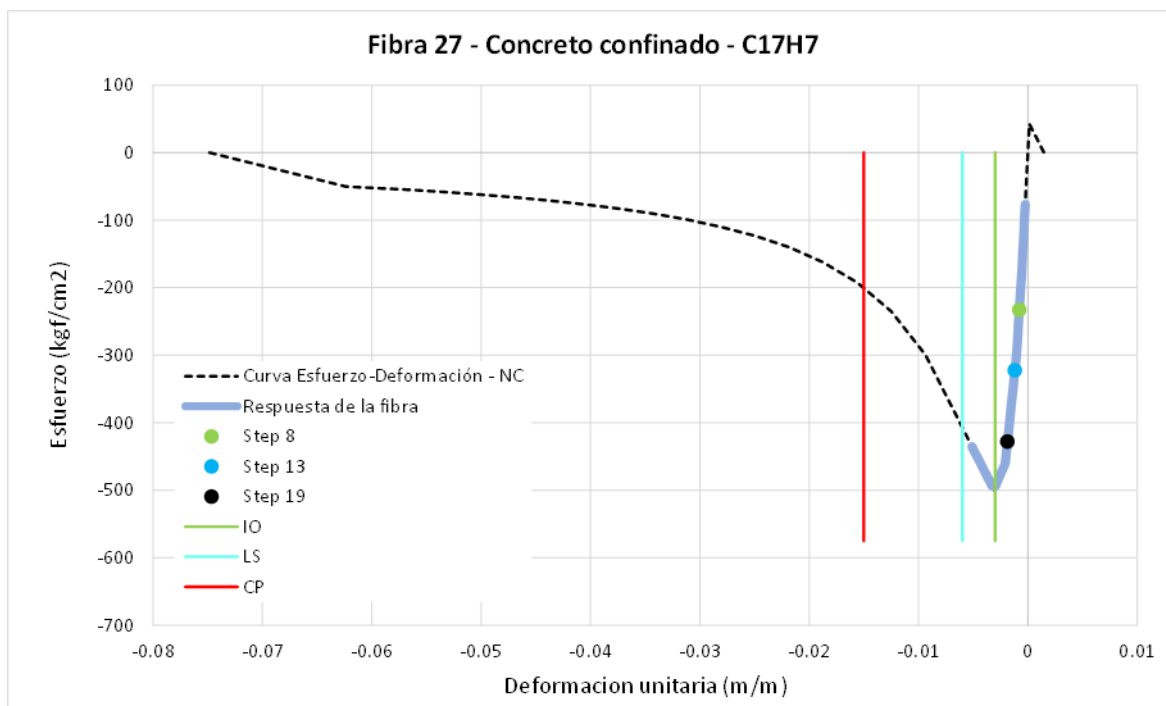
Se analizará la columna C-07, ubicado en el segundo nivel, en el encuentro de los ejes 6 y D, siendo una columna crítica. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.20

Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover X (-).



(a)



Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.20 se evidencia la respuesta del modelo de fibras C17H5.

Se visualiza en (a) la reacción de la fibra 19, el concreto no confinado ha excedido su capacidad de resistencia máxima, lo que ha resultado en la formación de fisuras en el concreto. En los diversos niveles de amenaza sísmica, se encuentra en una categoría de IO.

En (b) se observa la respuesta de la fibra 27, el concreto confinado ha superado su resistencia a compresión máxima. Además, para los diferentes niveles de amenaza sísmica, se halla en la categoría de ocupación inmediata.

En (c) examina la respuesta de la fibra 14, la barra de acero para los diferentes niveles de amenaza sísmica se encuentra en la categoría ocupación inmediata.

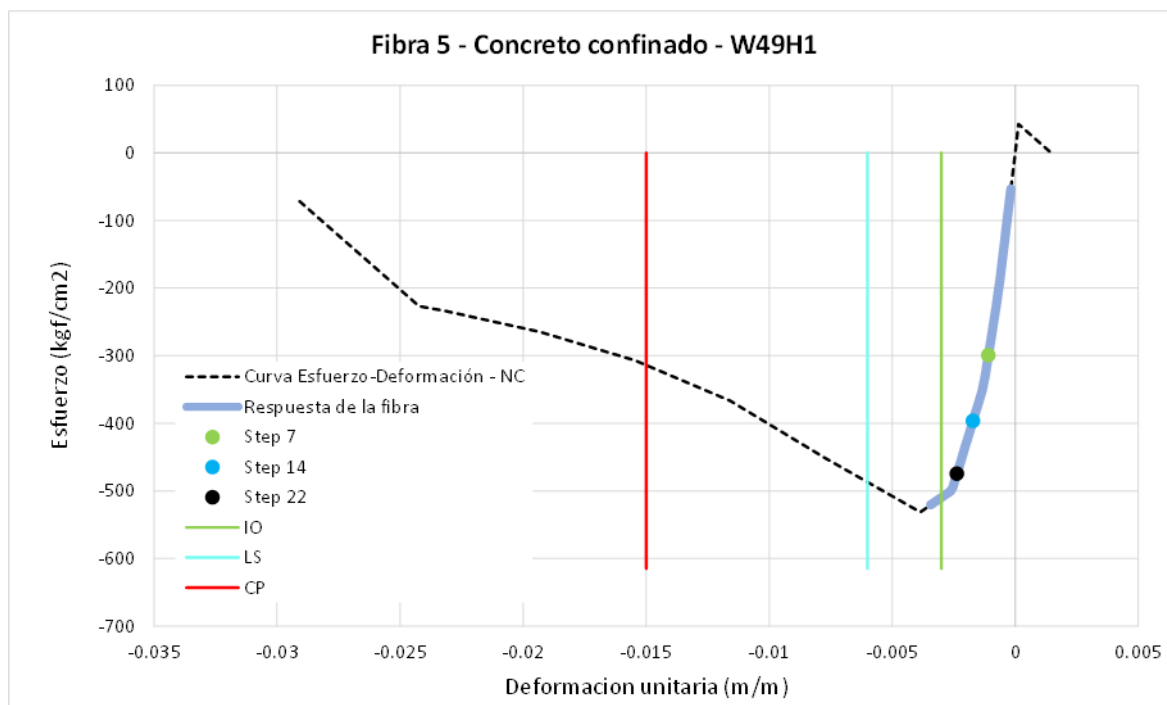
6.7.1.3 Muros Estructurales

A) Pushover (+)

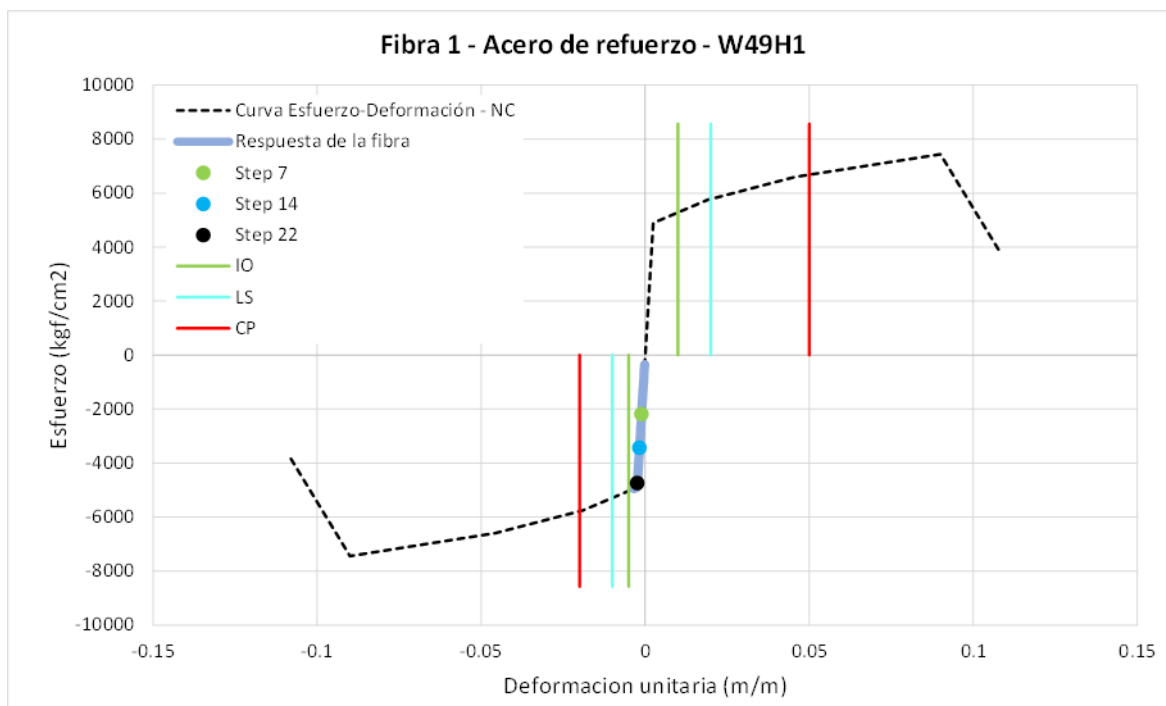
Se analizará el muro del ascensor, ubicado en el primer nivel, en el eje 5. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.21

Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover X (+).

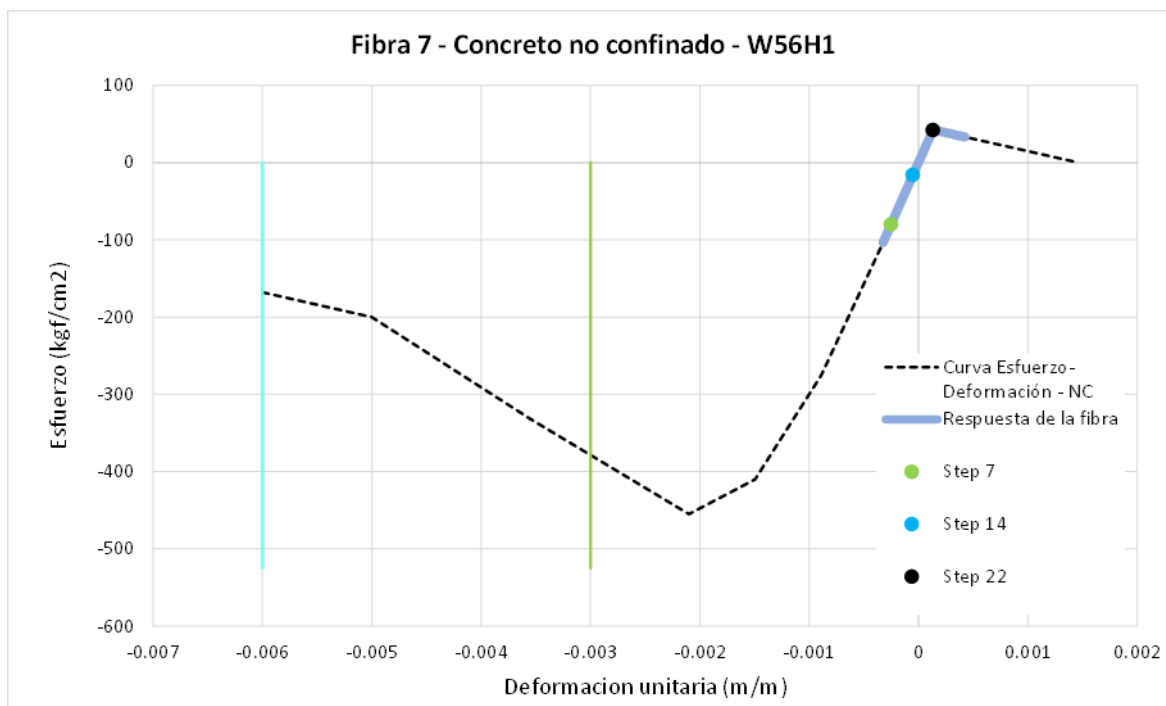


(a)

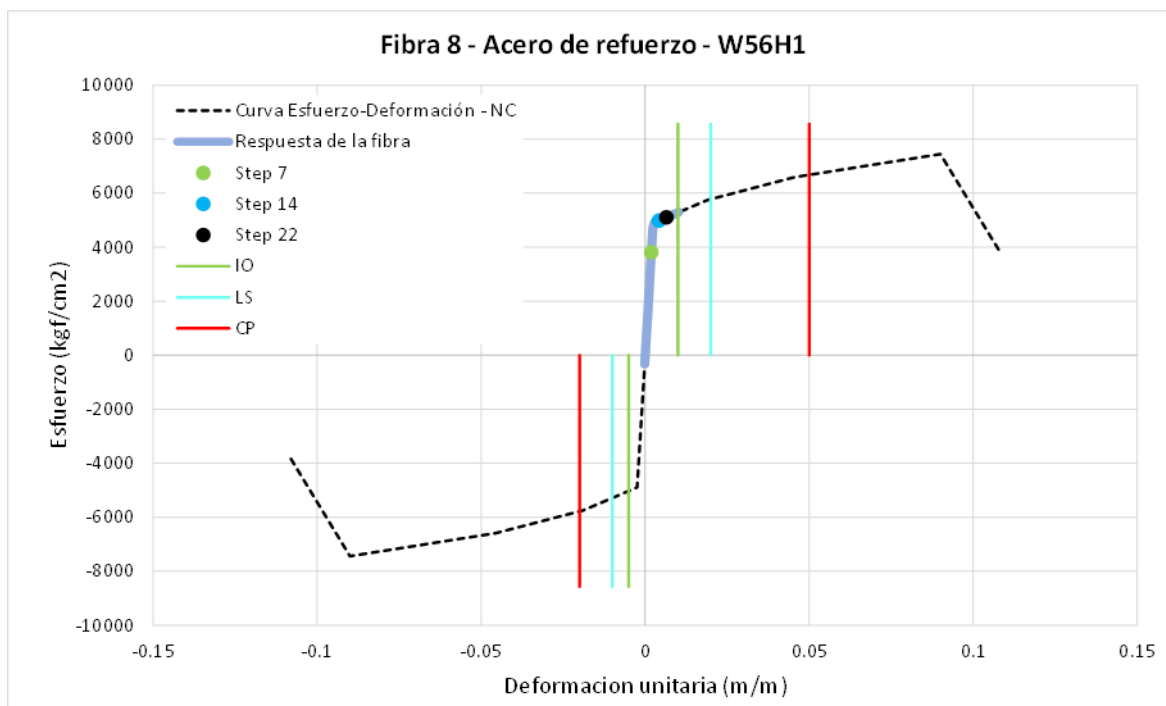


(b)

Fuente: Creación propia.

Figura 6.22*Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover X (+).*

(a)



(b)

Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.21 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W49H1.

Se observa en (a) la respuesta de la fibra 5, el concreto confinado está a punto de alcanzar su resistencia máxima a compresión. En los diversos rangos de amenaza sísmica, se sitúa en la categoría de IO. En (b) se observa la respuesta de la fibra 01, la barra de acero para los distintos rangos de amenaza sísmica se encuentra en la categoría de IO.

De la Figura 6.22 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W56H1.

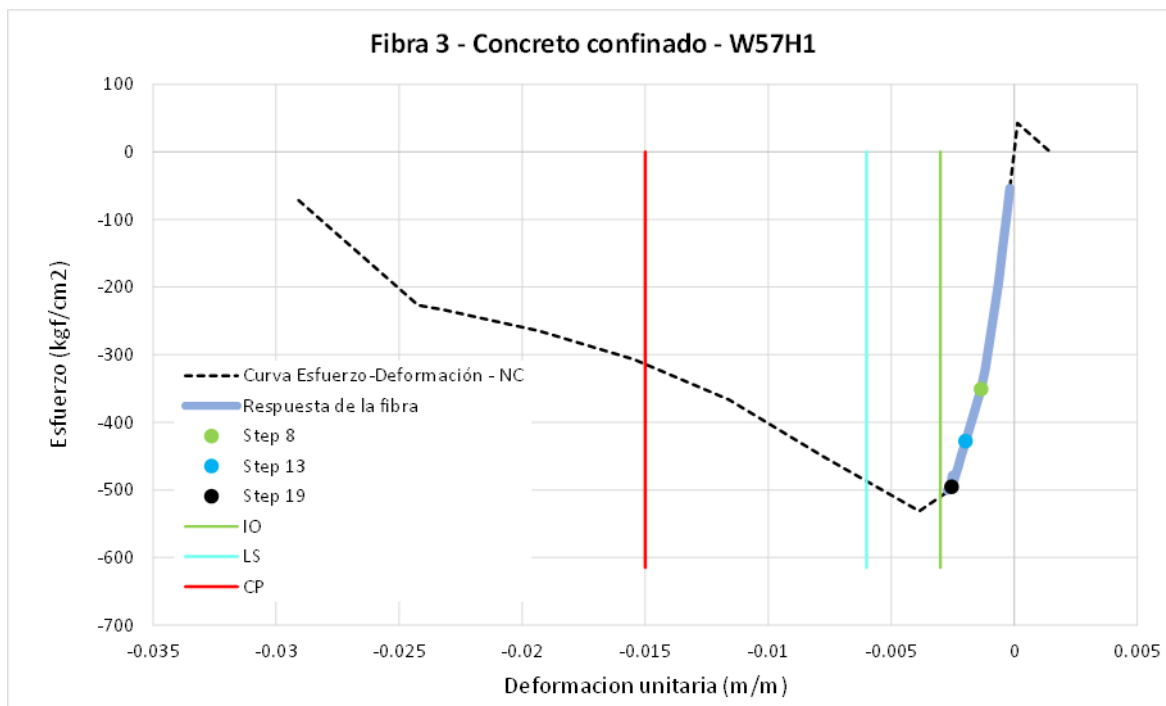
Se observa en (a) la respuesta de la fibra 7, el concreto no confinado está en un estado elástico, lo que indica que el concreto no ha sufrido daño. En las diversas categorías de amenaza sísmica se sitúa en una categoría de IO. En (b) se observa la respuesta de la fibra 8, la barra de acero alcanza a la fluencia levemente para niveles de sismo de diseño y máximo. En los diversos niveles de amenaza sísmica se encuentra en ocupación inmediata.

B) Pushover (-)

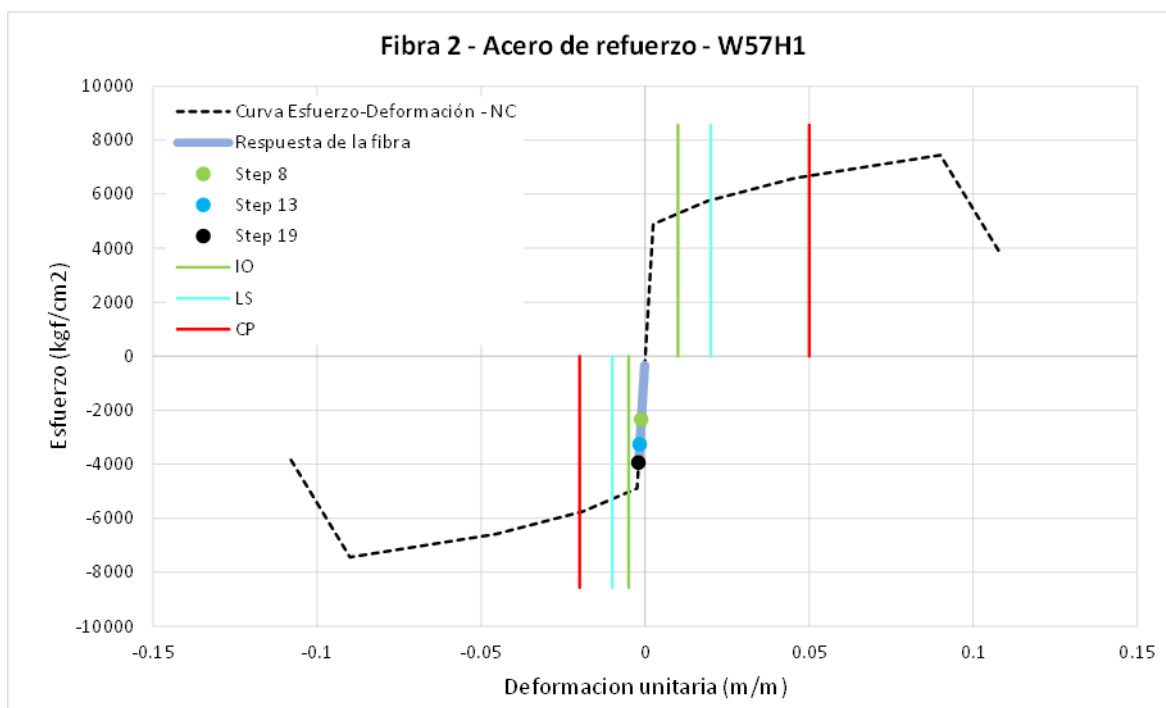
Se analizará el muro del ascensor, ubicado en el nivel 01, en el eje 5. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.23

Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover X (-).



(a)

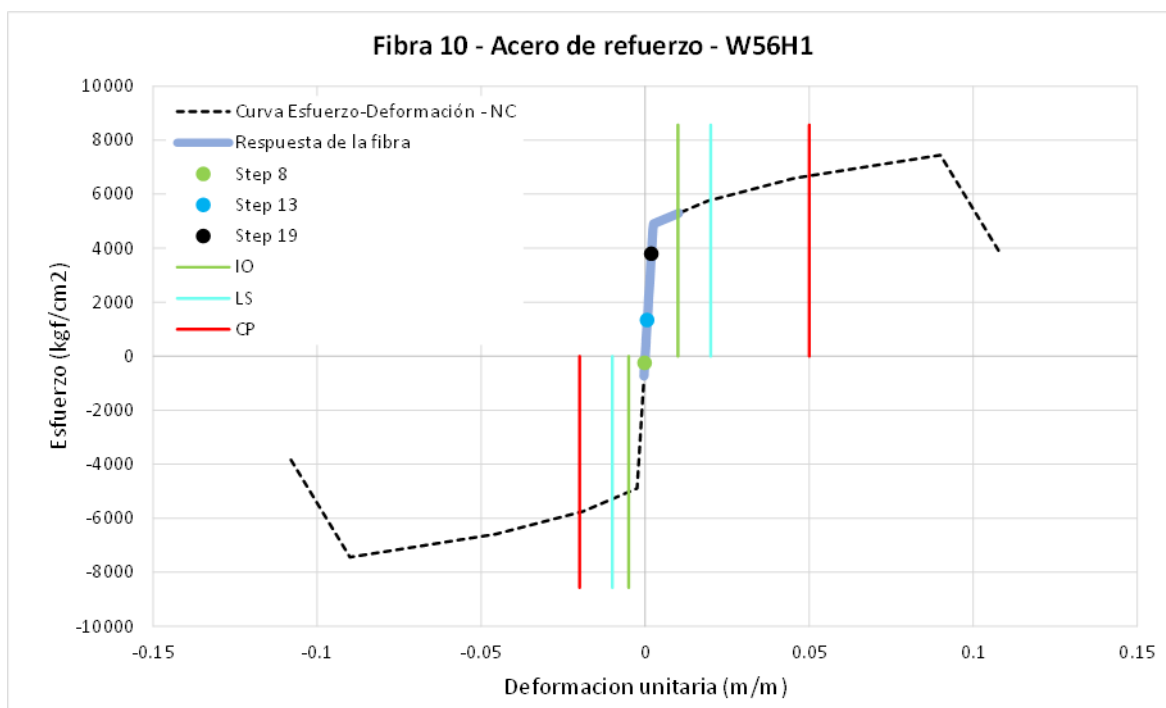
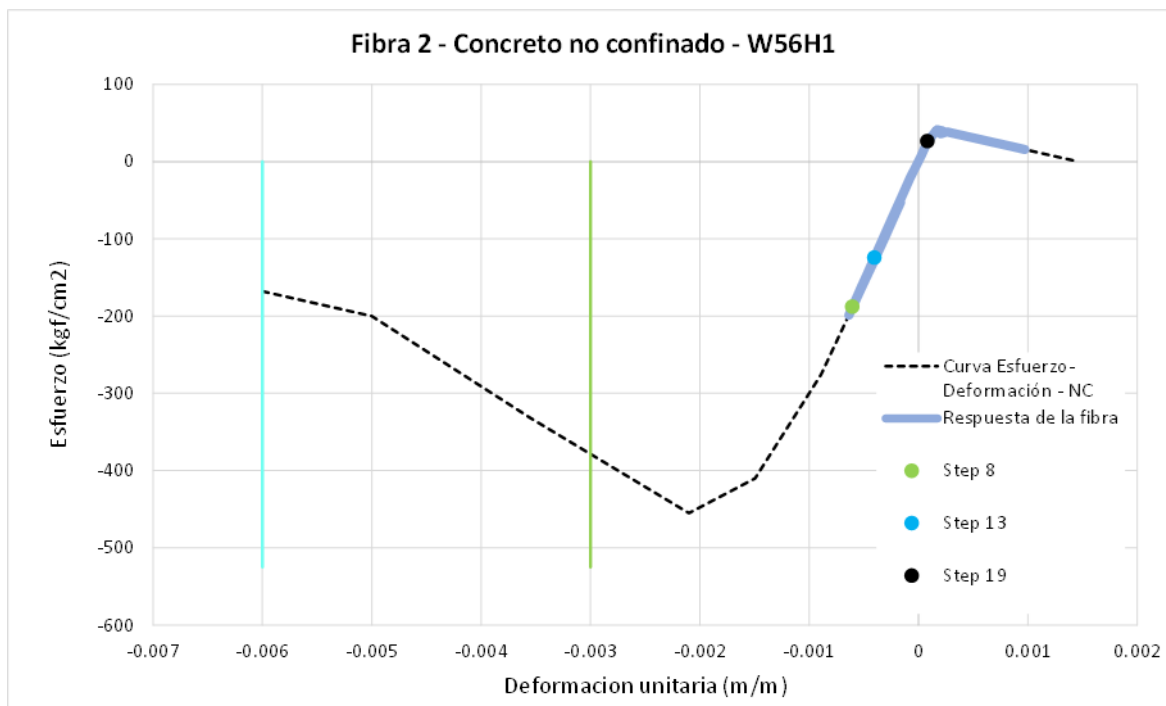


(b)

Fuente: Creación propia.

Figura 6.24

Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover X (-).



Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.23 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W57H1.

Se observa en (a) la respuesta de la fibra 3, el concreto confinado está a punto de superar su resistencia máxima a compresión. En las diversas categorías de amenaza sísmica se sitúa en la categoría de IO. En (b) se observa la respuesta de la fibra 02, la barra de acero para las diversas categorías de amenaza sísmica se ubica en la categoría de IO.

De la Figura 6.24 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W56H1.

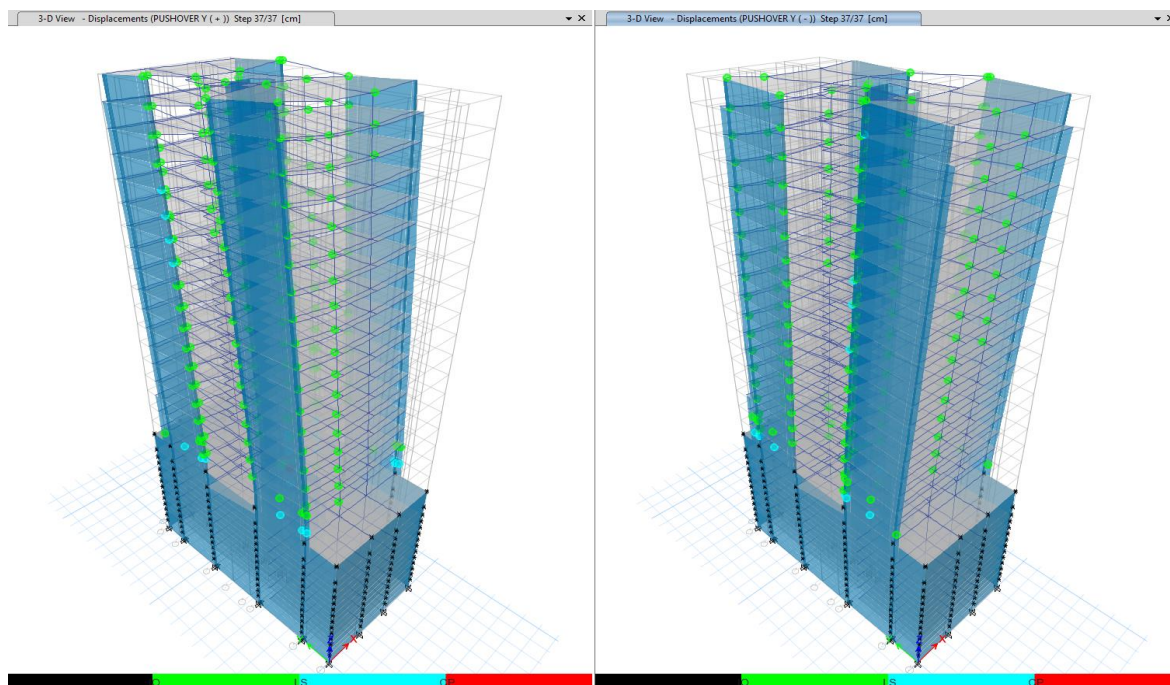
Se observa en (a) la respuesta de la fibra 02, el concreto no confinado esta en un estado elástico, lo que indica que no hay daño en el concreto. Y para las diversas categorías de amenaza sísmica se sitúa en la categoría de IO. En (b) se visualiza la respuesta de la fibra 10, la barra de acero permanece dentro de su rango elástico. Y para las diversas categorías de amenaza sísmica se encuentra en el categoría de IO.

6.7.2 Dirección Y

Para el análisis pushover (+), la primera rótula se activa en el muro MY-02, en el eje A, y entre los ejes 06 y 07 del primer piso, se desplazó 25.55 centímetros en el punto de control. Para el análisis pushover (-), la primera rotula se activa en el muro MY-04, del eje A, entre los ejes 02 y 03 del primer piso, se desplazó 27.77 centímetros en el punto de control.

Figura 6.25

Secuencia de falla de la estructura – Pushover Y (+ y -).



Fuente: Etabs v.18.

Tabla 6.4

Paso de interés del desempeño sísmico en la dirección Y.

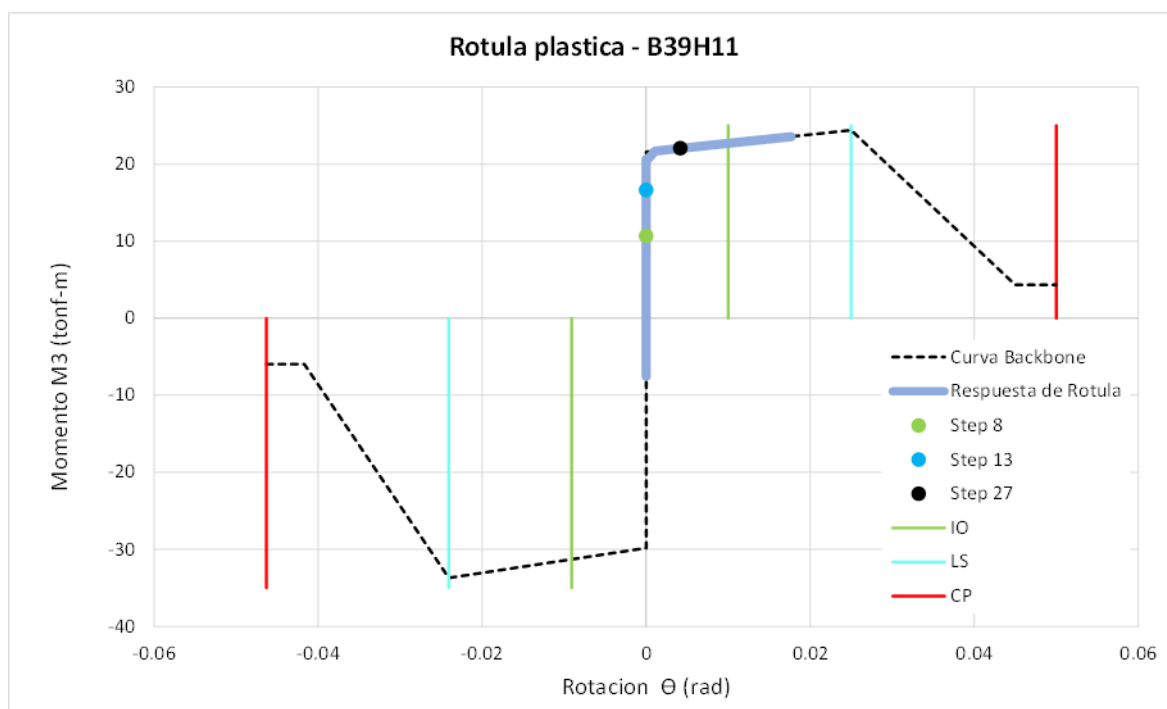
Dirección	Paso “Step”	Δ (cm)	V (tonf)	Paso siguiente al punto de desempeño del
Y – Pushover (+)	8	12.48	1348.84	Sismo de servicio
	13	19.47	1620.31	Sismo de Diseño
	27	29.96	1896.36	Sismo Máximo
Y – Pushover (-)	5	11.98	1331.80	Sismo de servicio
	16	20.24	1642.37	Sismo de Diseño
	21	27.77	1829.87	Sismo Máximo

Fuente: Creación propia.

6.7.2.1 Vigas

Figura 6.26

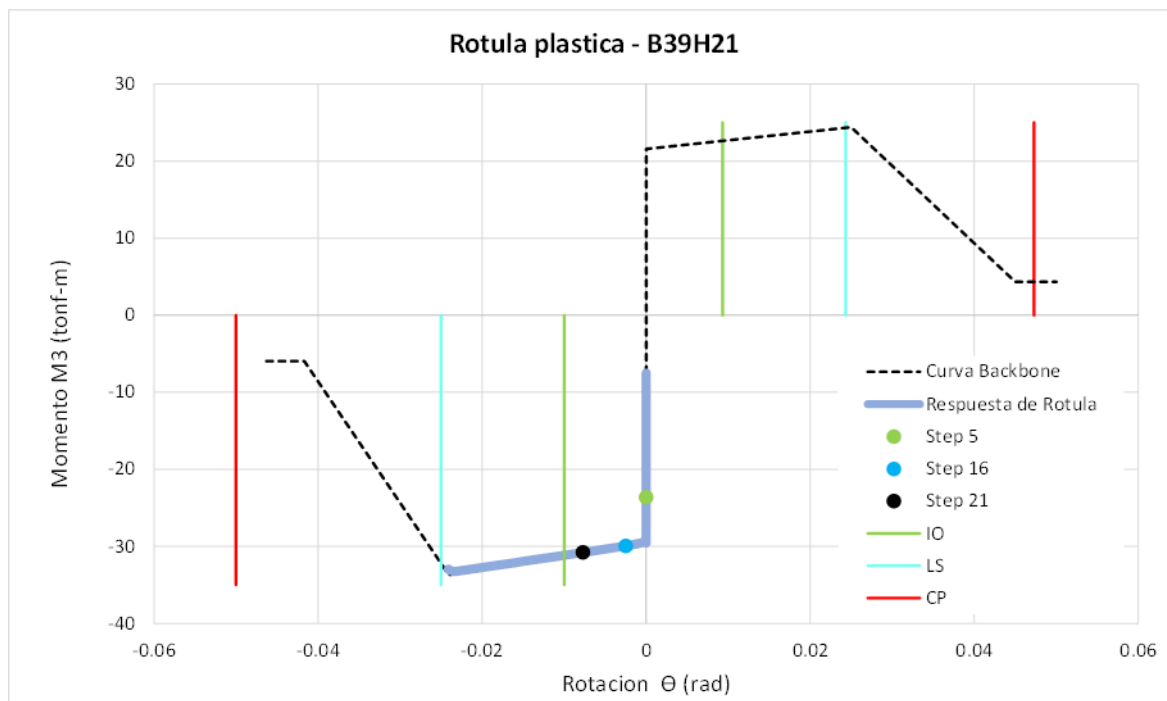
Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover Y (+).



Fuente: Creación propia.

Figura 6.27

Respuesta de rotula plástica para una viga – Pushover Y (-).



Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.26 se presenta la respuesta de la rótula plástica B39H11 de la viga V-03, situada en el décimo cuarto nivel, entre los ejes 03 y 06, del eje A. Se nota que para un evento de sismo de servicio (Paso 8) y un evento de sismo de diseño (Paso 13), la viga permanece en un estado elástico, sin embargo, durante un evento de sismo máximo (Paso 27), la viga ha entrado en un estado de plastificación, alcanzando el nivel de IO.

Asimismo, la Figura 6.27 se evidencia la respuesta de la rótula B39H21 de la V-07, situada en el noveno nivel, entre los ejes 3 y 6, del eje A. Se nota que para un evento de sismo de servicio (Paso 5), la viga permanece en el rango elástico, mientras que durante un evento de sismo de diseño (Paso 16) y el sismo máximo (Paso 21), la viga ha entrado en un estado de plastificación, alcanzando el nivel de ocupación inmediata.

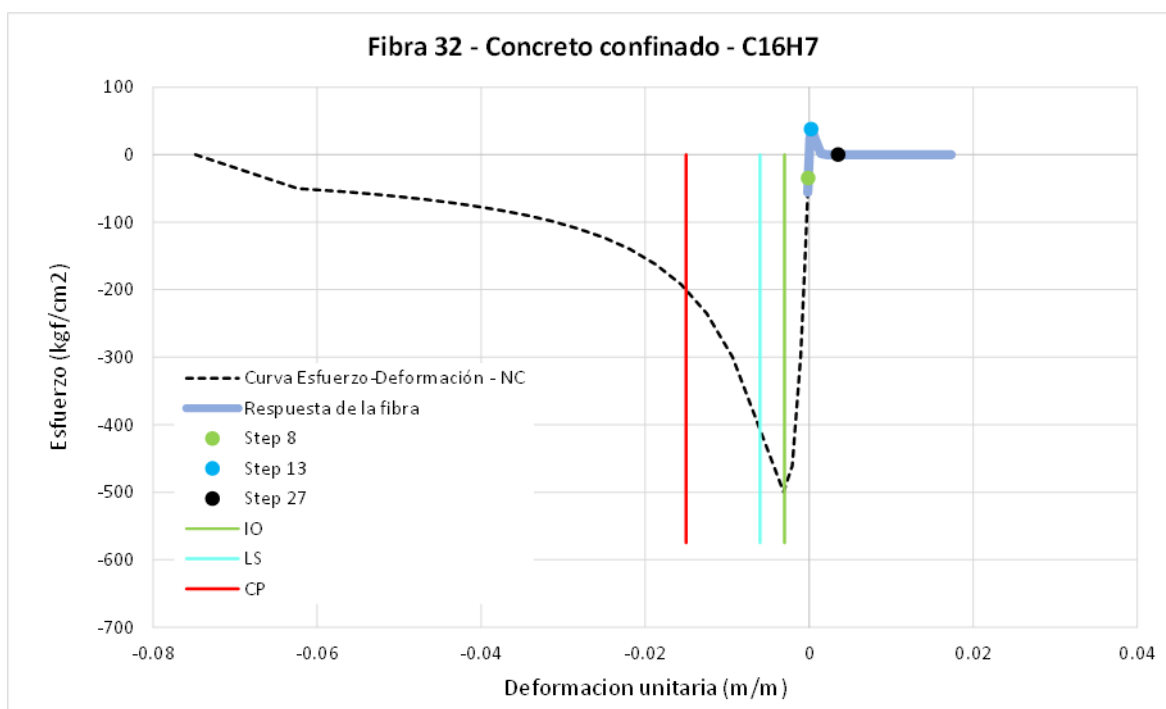
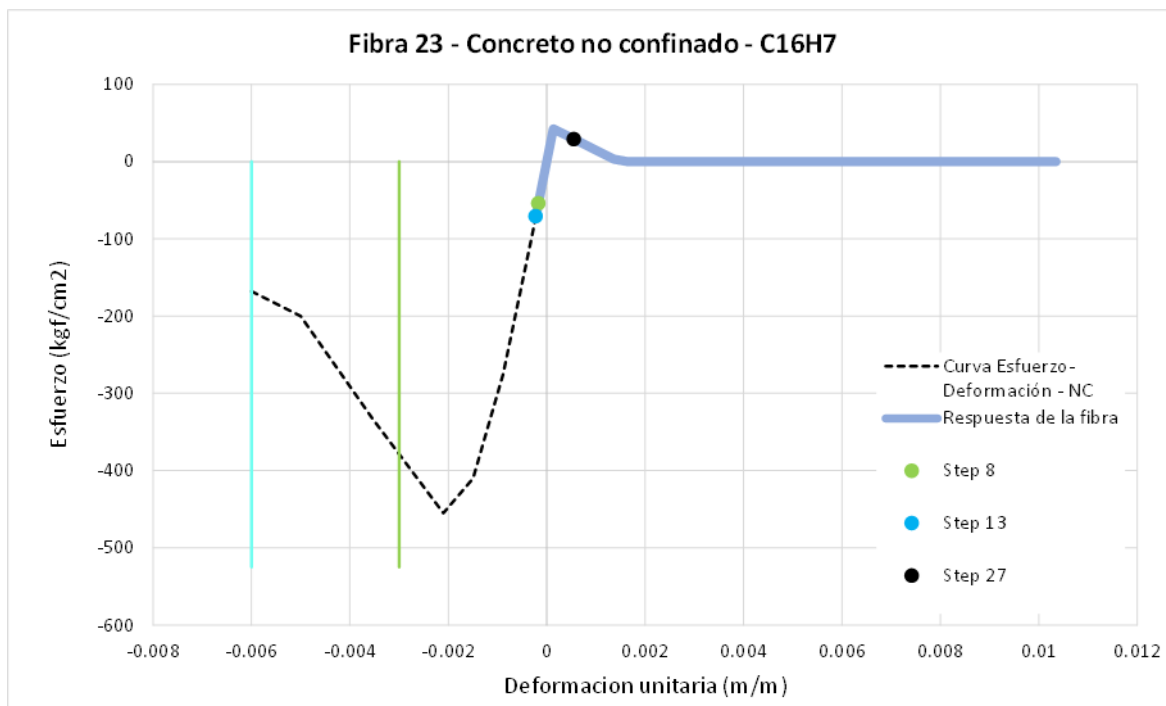
6.7.2.2 Columnas

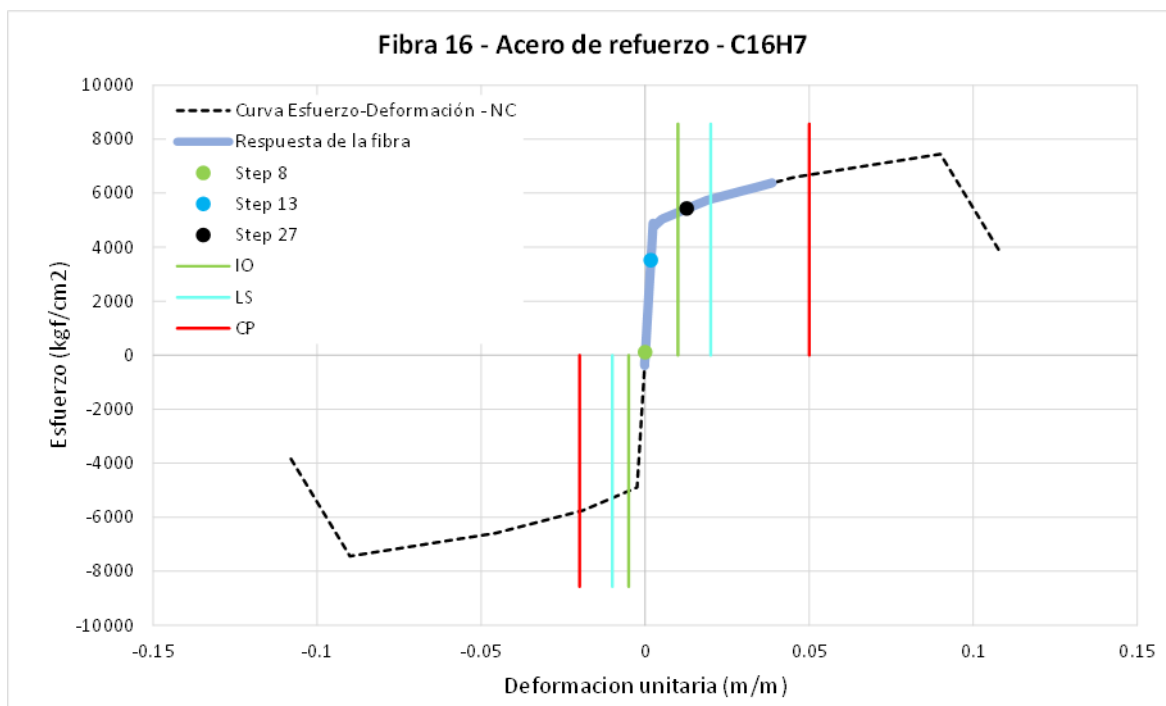
A) Pushover (+)

Se analizará la columna C-03, ubicado en el segundo piso, en el encuentro de los ejes 06 y C, siendo una columna crítica. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.28

Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover Y (+).





(c)

Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.28 se evidencia la respuesta del modelo de fibras C16H7.

Se aprecia en (a) la reacción de la fibra 23, el hormigón no confinado está sometido a tracción y no ha experimentado daños. Para las distintas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de IO.

En (b) se observa la respuesta de la fibra 32, el concreto confinado está bajo tracción y no presenta daños. Para las distintas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de IO.

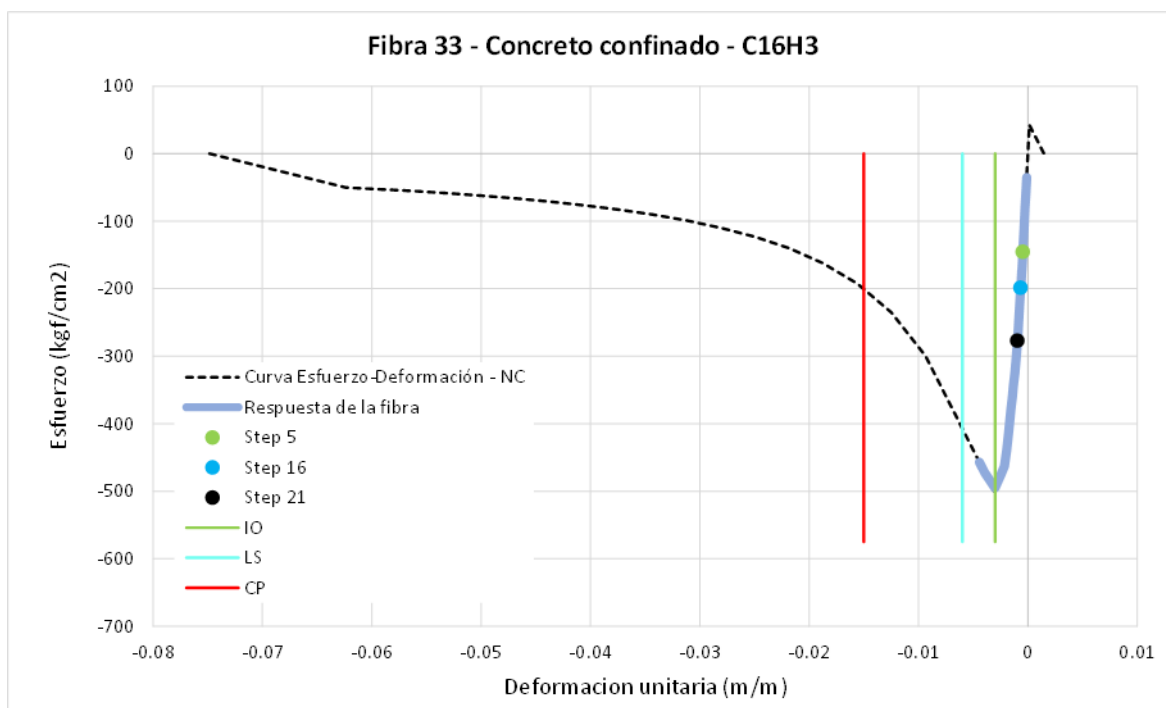
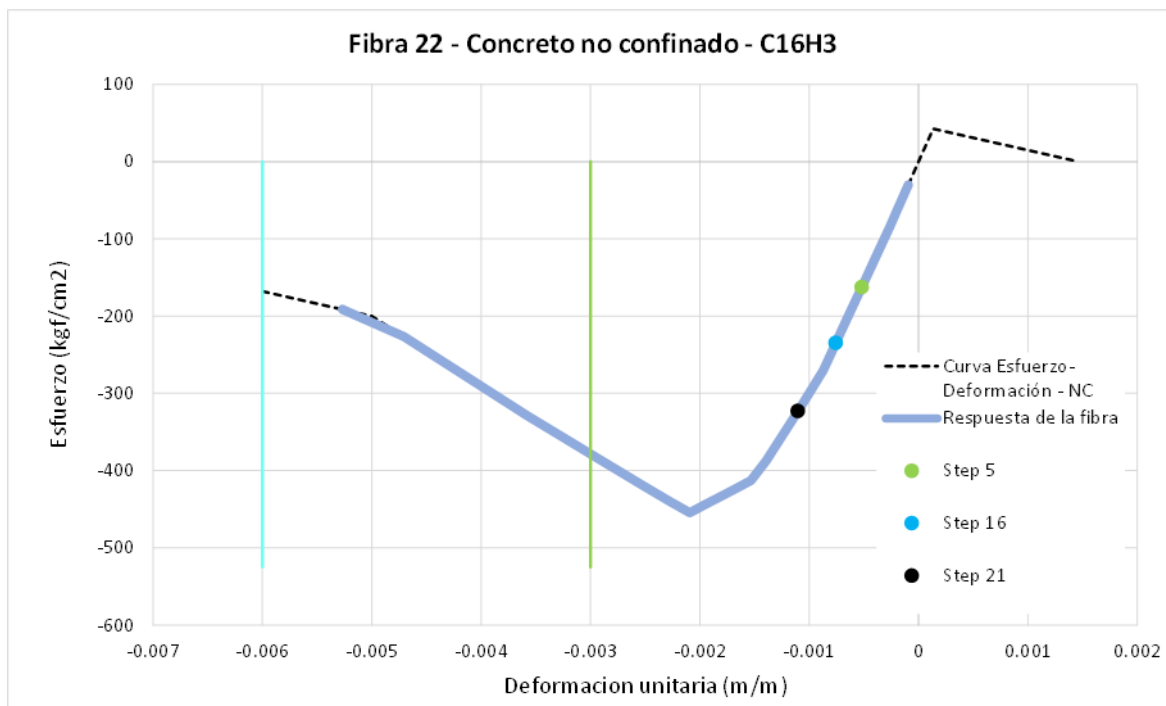
En (c) se observa la respuesta de la fibra 16, la barra de acero aún no ha alcanzado su límite de fluencia para un sismo de servicio (Paso 8) y sismo de diseño (Paso 13), permaneciendo en un rango de operación inmediata. Sin embargo, para un sismo máximo (Paso 27), se encuentra en la categoría de CP.

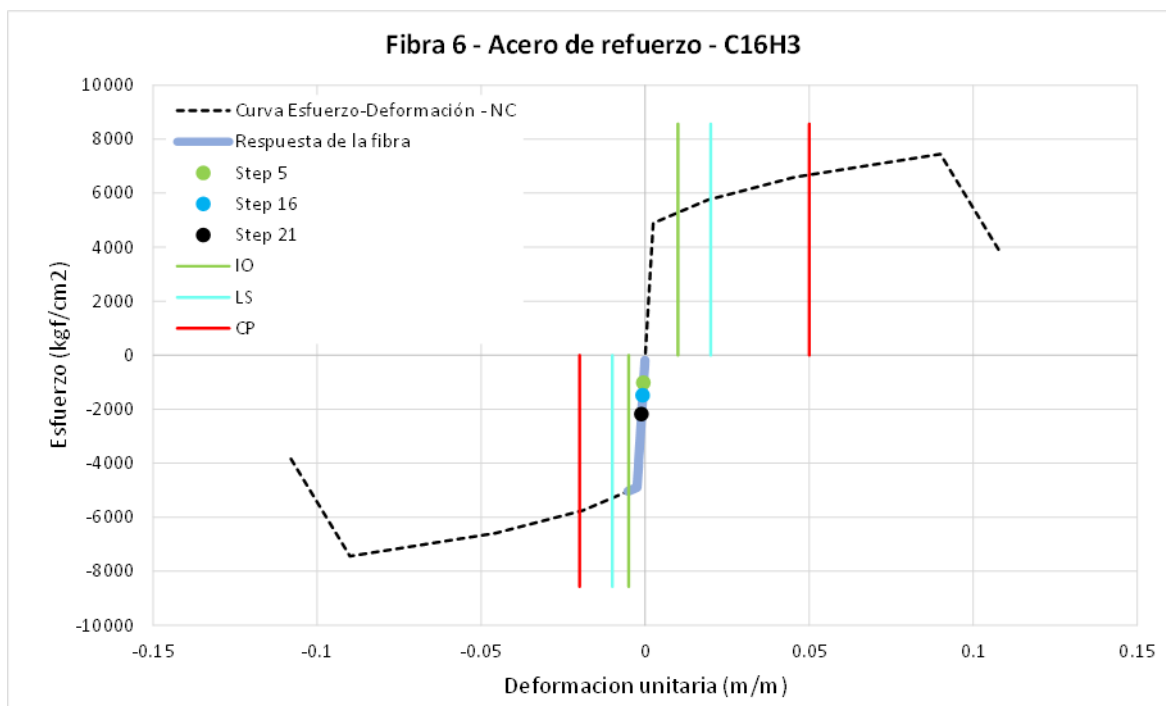
B) Pushover (-)

Se analizará la columna C-03, ubicado en el primer piso, en el encuentro de los ejes 06 y C, siendo una columna crítica. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.29

Respuesta del modelo de fibras para una columna – Pushover Y (-).





(c)

Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.29 se evidencia la respuesta del modelo de fibras C17H5.

Se aprecia en (a) la respuesta de la fibra 22, el concreto no confinado ha excedido su resistencia máxima a compresión, lo que resulta en fisuras en el concreto. Para las distintas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de IO.

En (b) se observa la respuesta de la fibra 33, el concreto confinado ha superado su resistencia máxima a compresión. Para los diversos niveles de amenaza sísmica, se encuentra en el rango de IO.

En (c) se observa la respuesta de la fibra 06, la barra de acero, para los diversos rangos de amenaza sísmica se encuentra en ocupación inmediata.

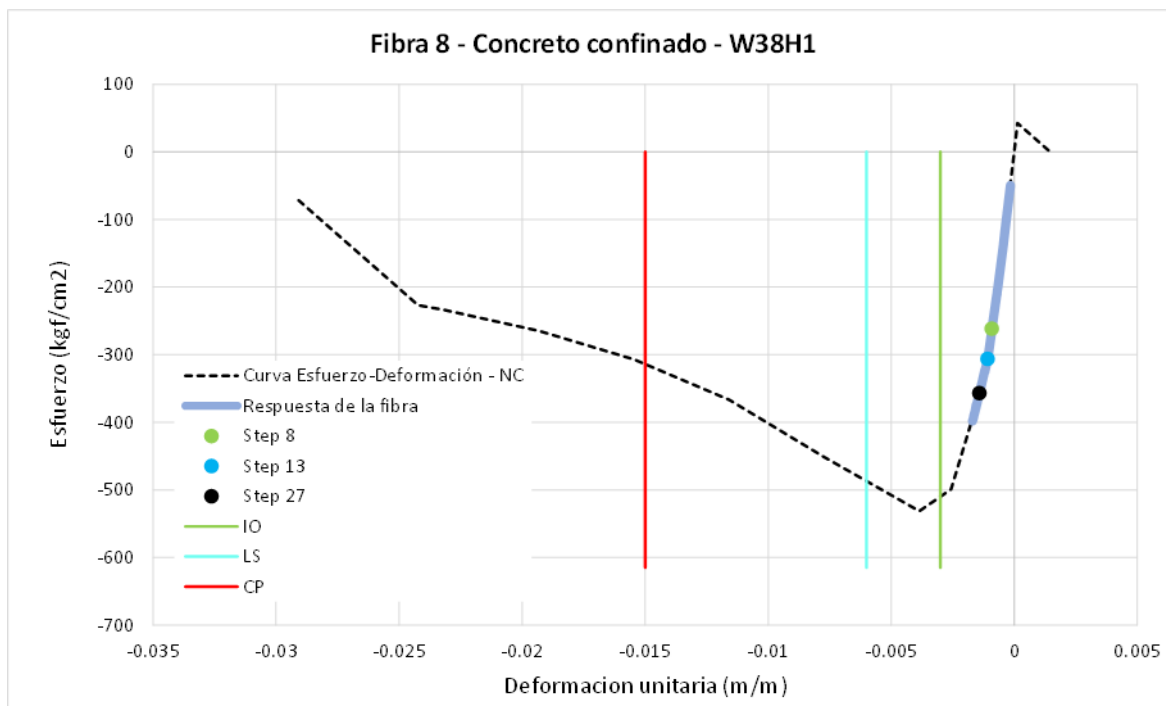
6.7.2.3 Muros Estructurales

A) Pushover (+)

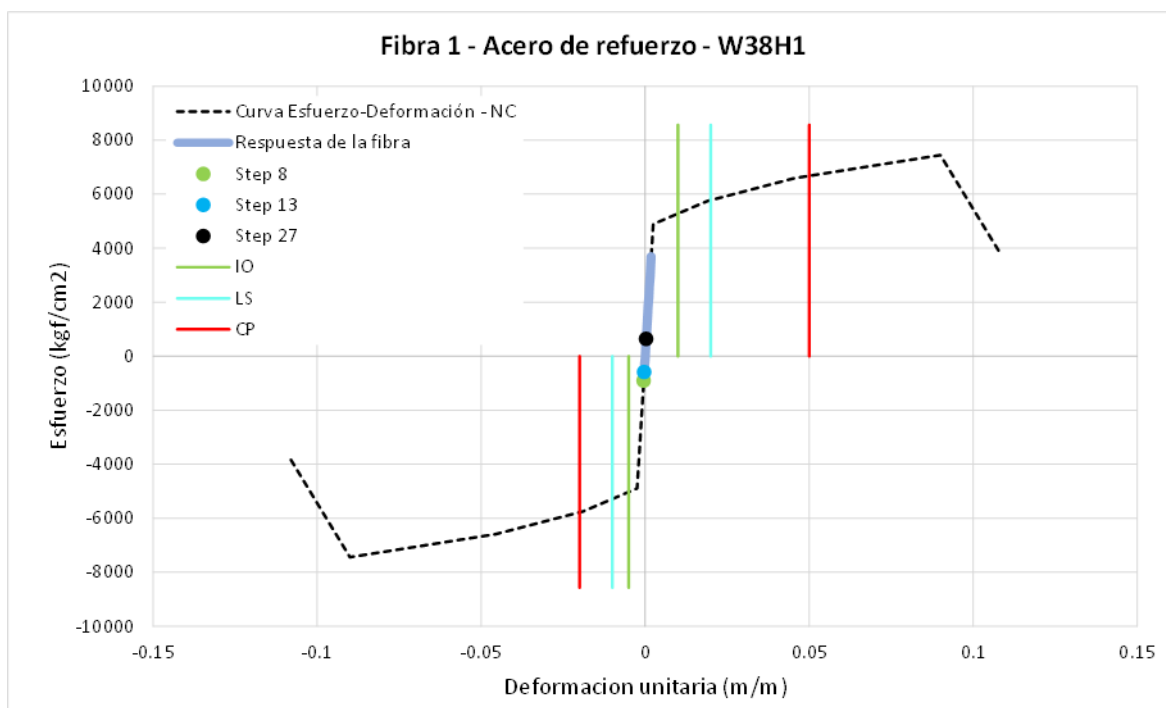
Se analizará el muro MY-02, ubicado en el primer nivel, en el eje A. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.30

Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover Y (+).



(a)

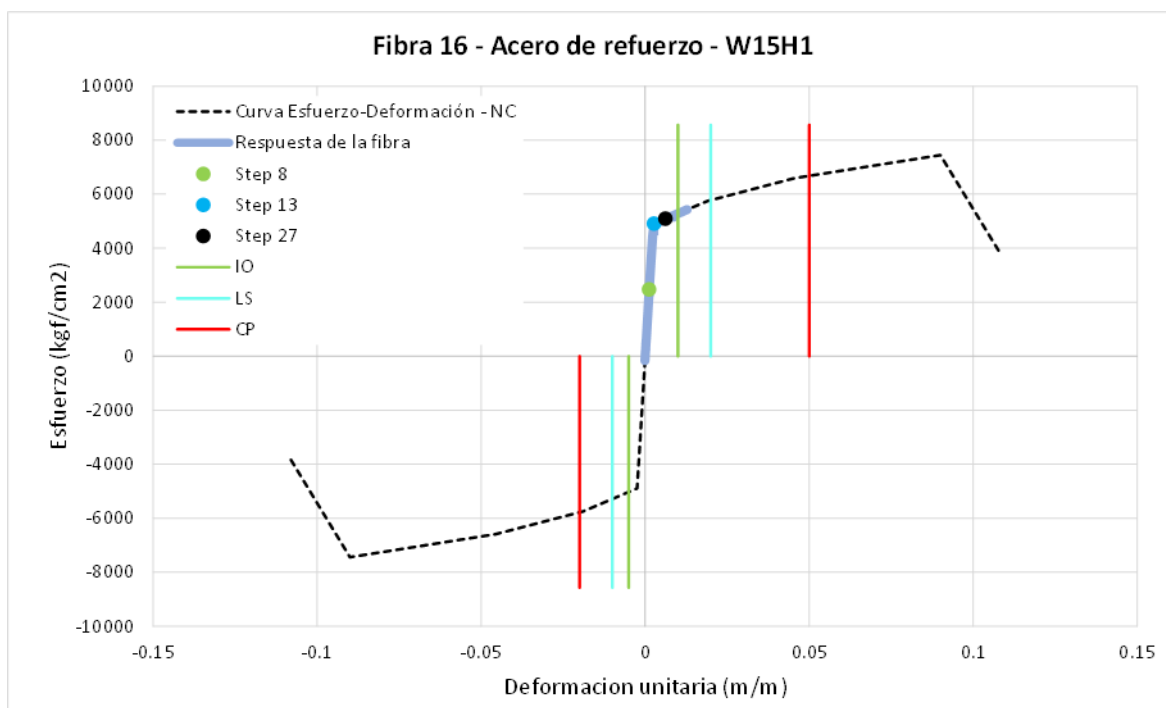
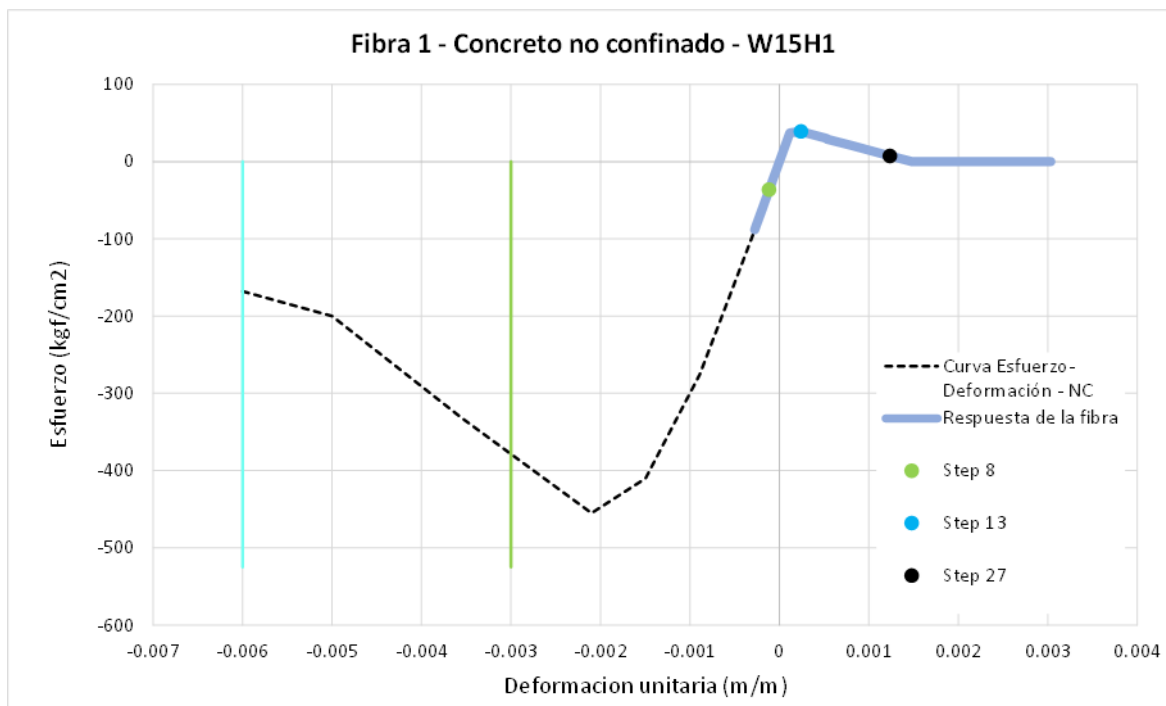


(b)

Fuente: Creación propia.

Figura 6.31

Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover Y (+).



Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.30 se muestra la respuesta del modelo de fibras W38H1.

Se observa en (a) la respuesta de la fibra 08, el concreto confinado está próximo a alcanzar su resistencia máxima a compresión. Para las distintas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en el rango de IO. En (b) se observa la respuesta de la fibra 01, la barra de acero, para las diversas categorías de amenaza sísmica se encuentra en la categoría de IO.

De la Figura 6.31 se muestra la respuesta del modelo de fibras W15H1.

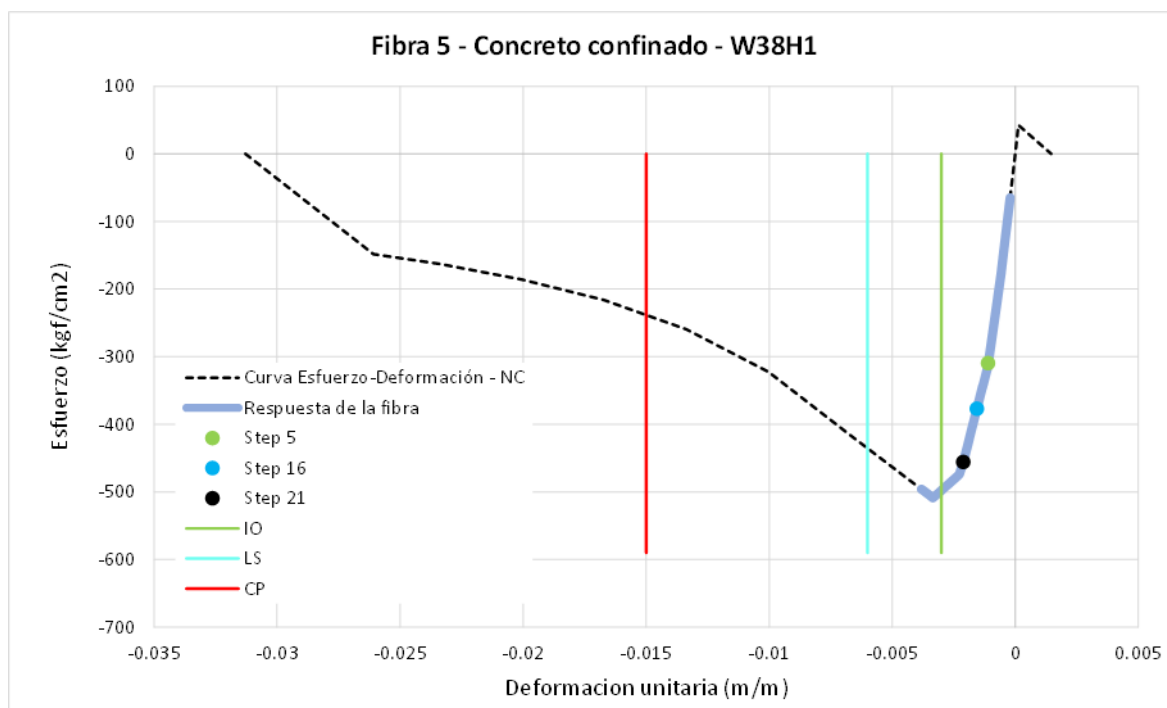
Se observa en (a) la respuesta de la fibra 01, el concreto no confinado está en un estado elástico, lo que indica que no presenta daño en el concreto. Para las diversas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en el rango de IO. En (b) se observa la respuesta de la fibra 16, la barra de acero está en un estado de fluencia inicial, para los niveles de sismo de diseño y máximo. Para las diversas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de ocupación inmediata.

B) Pushover (-)

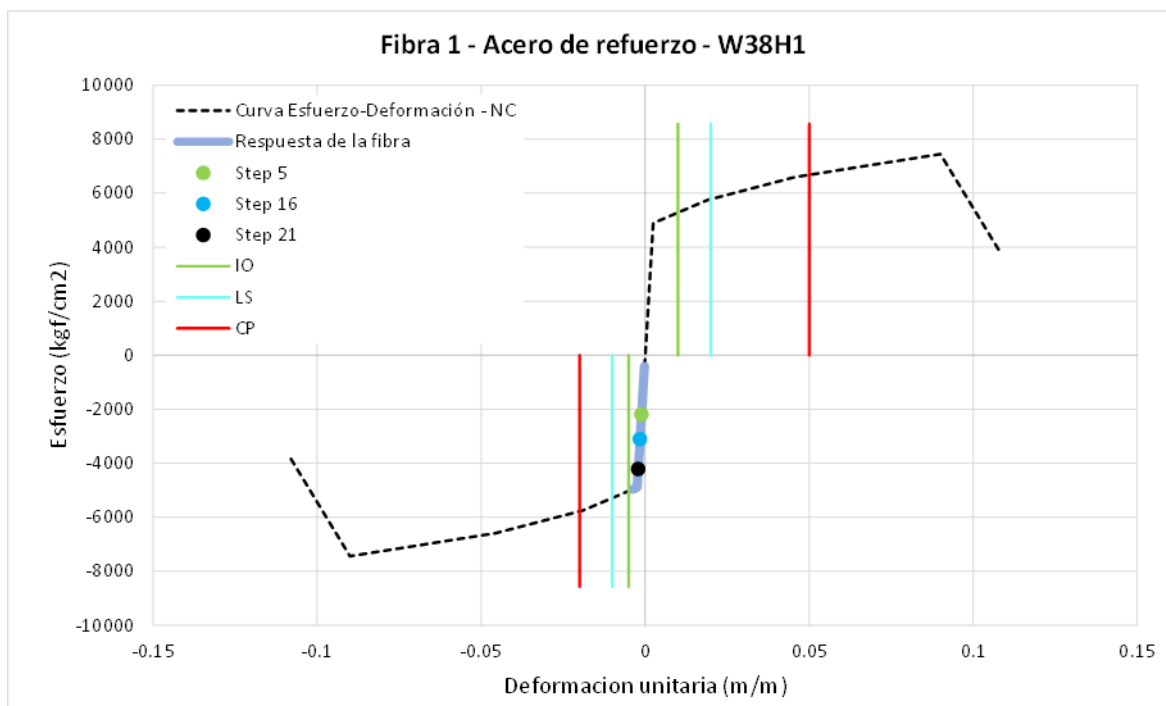
Se analizará el muro MY-02, ubicado en el primer nivel, en el eje A. El análisis del modelo de fibras de plasticidad distribuida será mediante las constitutivas de los materiales que conforman al elemento.

Figura 6.32

Respuesta del modelo de fibras en miembro de borde – Pushover Y (-).

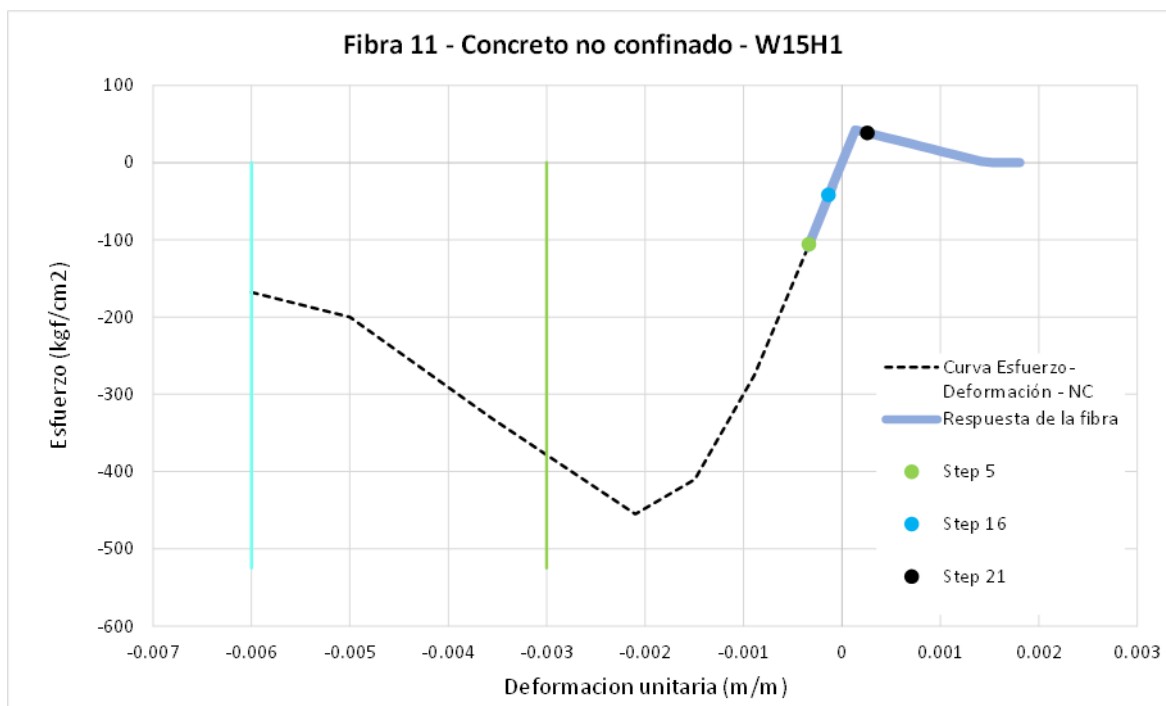


(a)

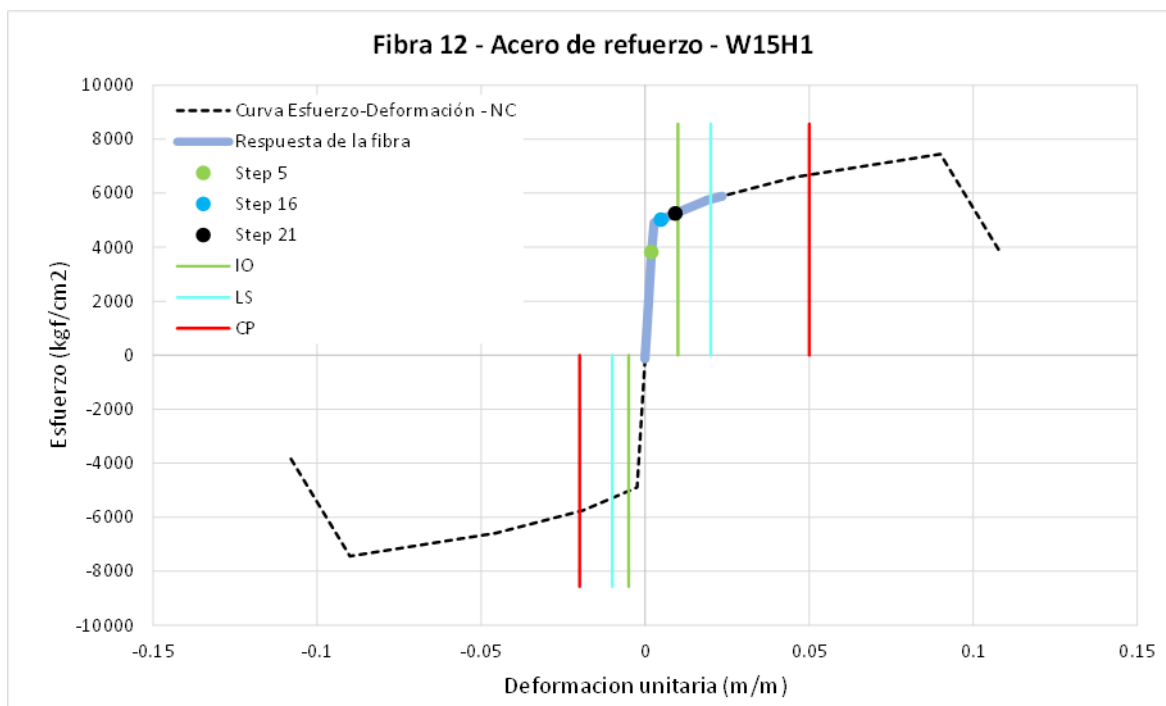


(b)

Fuente: Creación propia.

Figura 6.33*Respuesta del modelo de fibras en el alma – Pushover Y (-).*

(a)



(b)

Fuente: Creación propia.

De la Figura 6.32 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W38H1.

Se observa en (a) la respuesta de la fibra 05, el concreto confinado a superado su resistencia máxima a compresión. Para las distintas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en el rango de IO.

En (b) se observa la respuesta de la fibra 01, la barra de acero, para las diversas categorías de amenaza sísmica se sitúa en la categoría de IO.

De la Figura 6.22Figura 6.33 se evidencia la respuesta del modelo de fibras W15H1.

Se observa en (a) la respuesta de la fibra 11, el concreto no confinado muestra un estado elástico, lo que indica que no ha sufrido daño. Para las diversas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de ocupación inmediata.

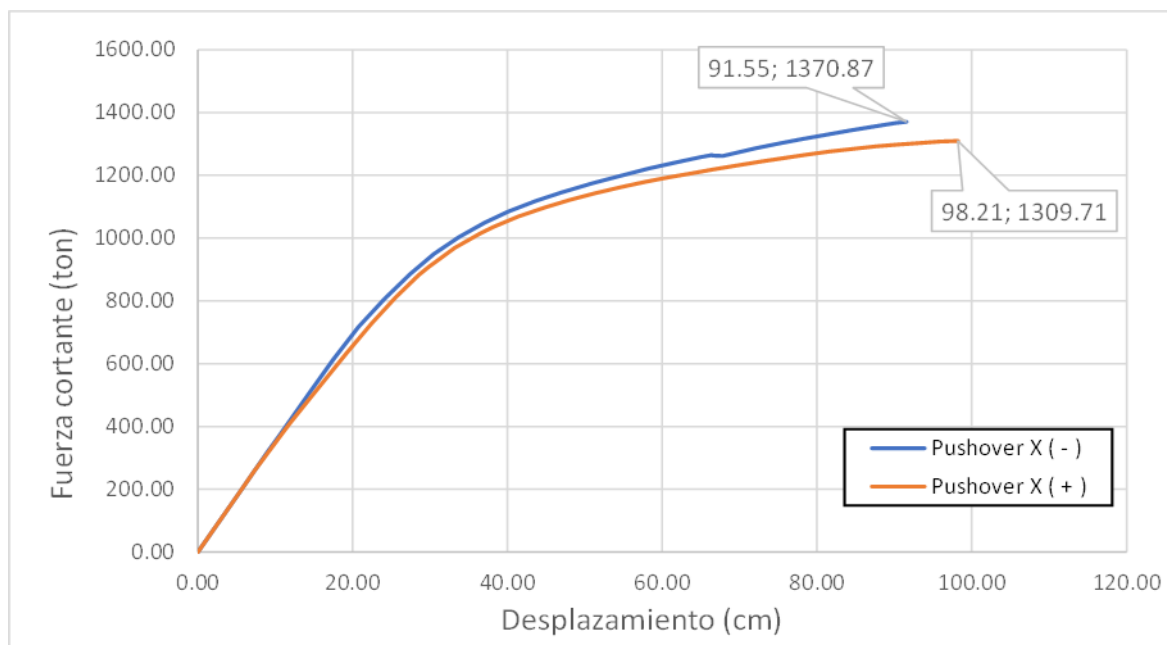
En (b) observa la respuesta de la fibra 12, la barra de acero permanece dentro del estado elástico para un evento de sismo de servicio, así mismo para un evento de sismo de diseño y máximo, este se sitúa en un estado de fluencia inicial. Para las diversas categorías de amenaza sísmica, se sitúa en un rango de ocupación inmediata.

6.8 Curva de capacidad y puntos de interés

En los próximos gráficos, se presentan las curvas de capacidad, según la orientación de sismo, que han sido calculadas utilizando el software Etabs.

Figura 6.34

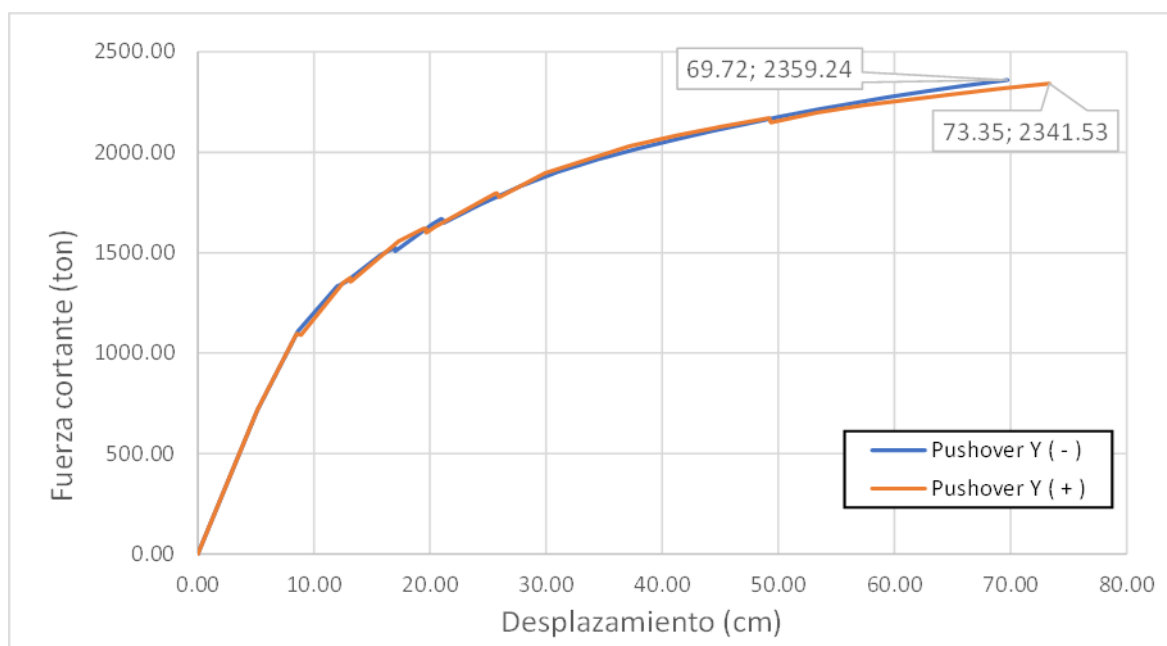
Curva de capacidad o curva pushover en dirección X (+ y -).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.35

Curva de capacidad o curva pushover en dirección Y (+ y -).



Fuente: Elaboración propia.

De las curvas de capacidad adquiridas se pueden discernir de manera directa los próximos puntos de interés:

Tabla 6.5

Puntos de interés de las curvas de capacidad – Pushover (+ y -).

Dirección	Puntos de interés	Δd (cm)	Vd (tonf)
X – Pushover (+)	Primera Rotula	33.21	968.67
	Colapso	98.21	1309.71
X – Pushover (-)	Primera Rotula	27.45	885.52
	Colapso	91.55	1370.87
Y – Pushover (+)	Primera Rotula	25.55	1792.09
	Colapso	73.35	2341.53
Y – Pushover (-)	Primera Rotula	27.77	1829.87
	Colapso	69.72	2359.24

Fuente: Elaboración propia.

Es factible medir la ductilidad y la capacidad de sobrerresistencia en relación con la activación de la primera rótula.

Dirección X – Pushover (+)

$$u_{xx} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{1\text{rot}}} = \frac{98.21}{33.21} = 3.15$$

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\text{rot}}} = \frac{1309.71}{968.67} = 1.35$$

Dirección X – Pushover (-)

$$u_{xx} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{1\text{rot}}} = \frac{91.55}{27.45} = 3.34$$

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\text{rot}}} = \frac{1370.87}{885.52} = 1.55$$

Dirección Y – Pushover (+)

$$u_{yy} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{1\text{rot}}} = \frac{73.35}{25.55} = 2.87$$

$$SR_{yy} = \frac{V_u}{V_{1\text{rot}}} = \frac{2341.53}{1792.09} = 1.31$$

Dirección Y – Pushover (-)

$$u_{yy} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{1\text{rot}}} = \frac{69.72}{27.77} = 2.51$$

$$SR_{yy} = \frac{V_u}{V_{1\text{rot}}} = \frac{2359.24}{1829.87} = 1.30$$

7. CAPITULO VII: ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO

7.1 Selección del objetivo de desempeño

Según la NTE E.030 (2018), especifica que una estructura no debe colapsar, ni causar daños graves a los individuos, incluso si la estructura sufriera daños considerables ocasionado por sismos severos. Por ende, se relaciona con la guía del ASCE/SEI 41-17, que identifica el nivel de amenaza sísmica BSE-1N como el nivel de sismo de diseño, valido exclusivamente para construcciones nuevas.

para construcciones nuevas.

El edificio objeto de análisis se destina a oficinas y viviendas, según las disposiciones de la norma ASCE 7-22, que lo clasifica en la categoría de riesgo II. Esto permite consultar la Tabla 7.1, para la selección del objetivo de la estructura.

Tabla 7.1

Objetivos de desempeño básico para edificación nueva.

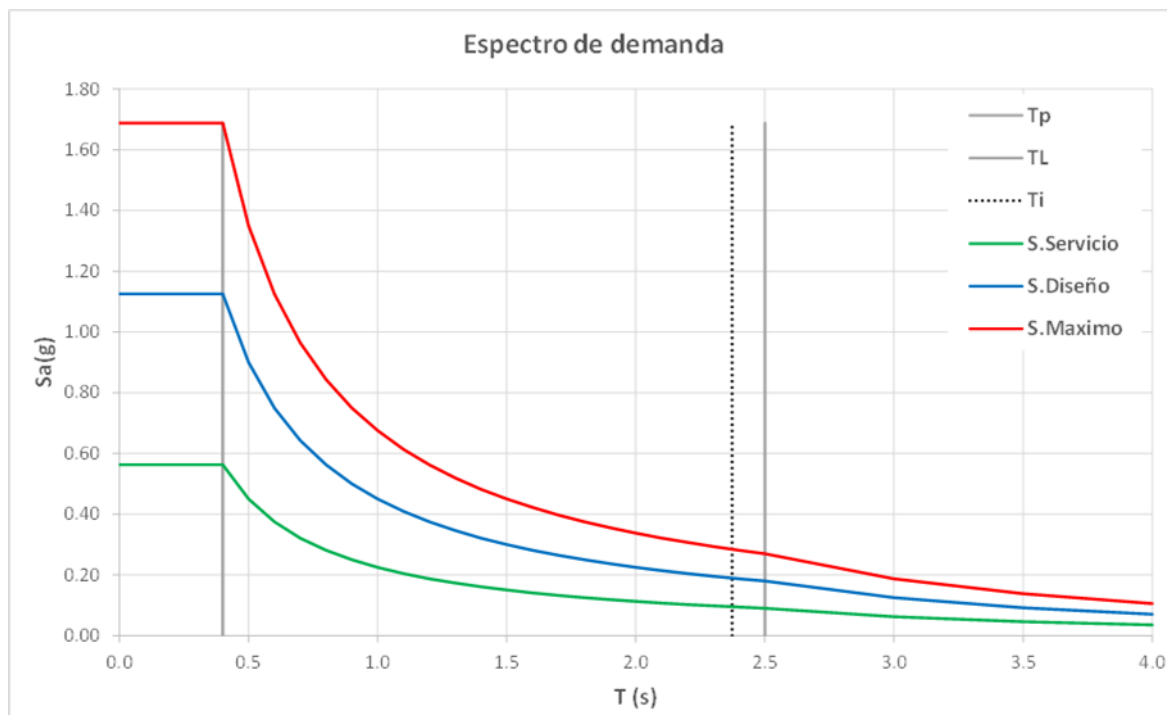
Nivel de amenaza sísmica	Nivel de Desempeño sísmico			
	Operacional (1 – A)	Ocupación Inmediata (1 – B)	Seguridad de Vida (3 – C)	Prevención de Colapso (5-D)
Servicio 50% en 50 años Diseño = BSE-1N 10% en 50 años Máximo = BSE-2N 2% en 50 años				

Fuente: Elaboración propia.

7.2 Definir los espectros de demanda

Al momento de establecer los espectros de demanda, se hará referencia a la NTE E.030 (2018) y al ASCE/SEI 41-17. Se establecerán tres niveles o categorías de amenaza sísmica: sismo de servicio, diseño y máximo. Los parámetros del sismo de diseño se determinarán conforme a los criterios de la normativa sismorresistente E.030 (2018), y los coeficientes de conversión entre los distintos niveles de sismo serán los siguientes:

- Sismo de Servicio = $0.5 * (\text{Sismo de diseño})$
- Sismo Máximo = $1.5 * (\text{Sismo de diseño})$

Figura 7.1*Espectros de demanda (T vs Sa).*

Fuente: Elaboración propia.

7.3 Método de coeficientes

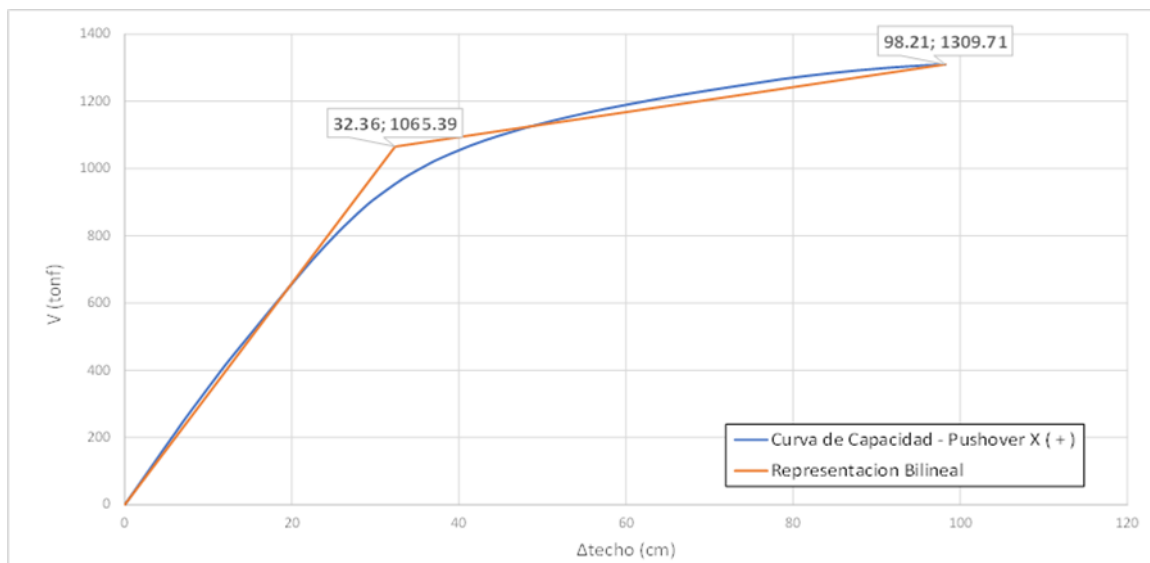
7.3.1 Curvas de capacidad representadas bilinealmente

7.3.1.1 Dirección X – Pushover (+)

Desplazamiento ultimo	:	$K_i = 3536.773 \text{ tonf/m}$
Rigidez lateral efectiva	:	$K_e = \frac{V_y}{\Delta_y} = 3292.240 \text{ tonf/m}$
Punto de fluencia efectiva	:	$(\Delta_y, V_y) = (32.36 \text{ cm}, 1065.39 \text{ tonf})$
Desplazamiento ultimo	:	$(\Delta_d, V_d) = (98.21 \text{ cm}, 1309.71 \text{ tonf})$

Figura 7.2

Representación bilineal de la curva de capacidad– Pushover X (+).



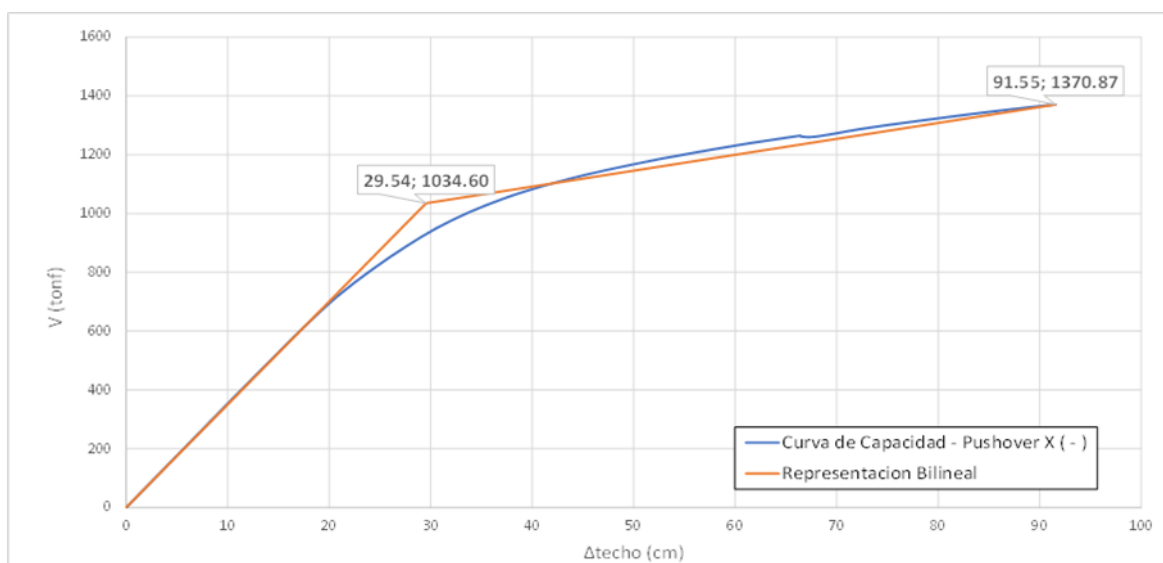
Fuente: Elaboración propia.

7.3.1.2 Dirección X – Pushover (-)

Desplazamiento ultimo	:	$K_i = 3536.773 \text{ tonf/m}$
Rigidez lateral efectiva	:	$K_e = V_y/\Delta_y = 3501.923 \text{ tonf/m}$
Punto de fluencia efectiva	:	$(\Delta_y, V_y) = (29.54 \text{ cm}, 1034.60 \text{ tonf})$
Desplazamiento ultimo	:	$(\Delta_d, V_d) = (91.55 \text{ cm}, 1370.87 \text{ tonf})$

Figura 7.3

Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover X (-).



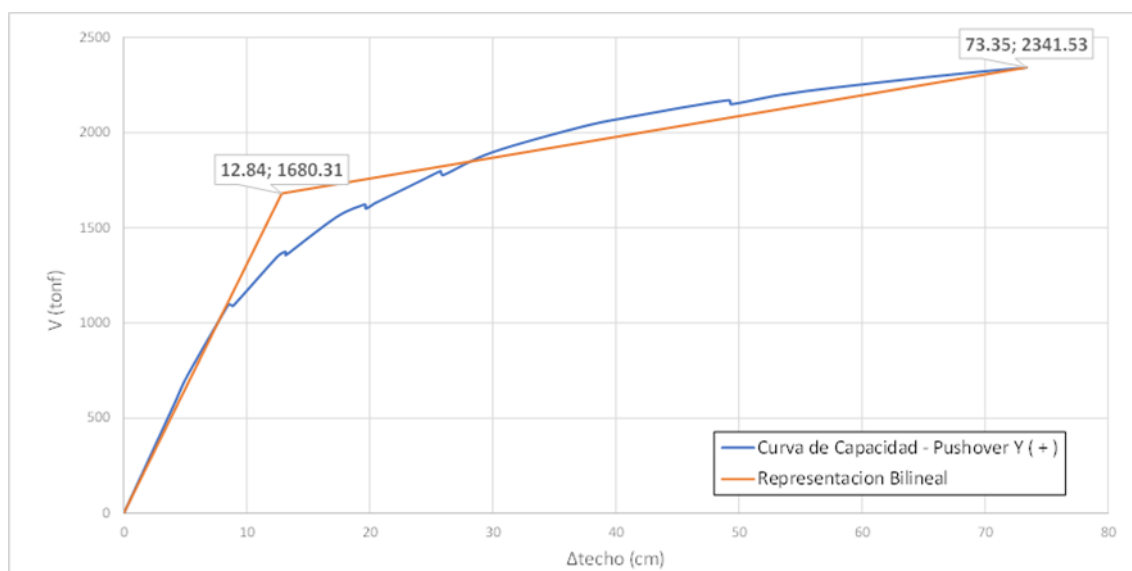
Fuente: Elaboración propia.

7.3.1.3 Dirección Y – Pushover (+)

Desplazamiento ultimo	:	$Ki = 13984.690 \text{ tonf/m}$
Rigidez lateral efectiva	:	$Ke = \frac{Vy}{\Delta y} = 13084.990 \text{ tonf/m}$
Punto de fluencia efectiva	:	$(\Delta y, Vy) = (12.84 \text{ cm}, 1680.31 \text{ tonf})$
Desplazamiento ultimo	:	$(\Delta d, Vd) = (73.353 \text{ cm}, 2341.53 \text{ tonf})$

Figura 7.4

Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover Y (+).



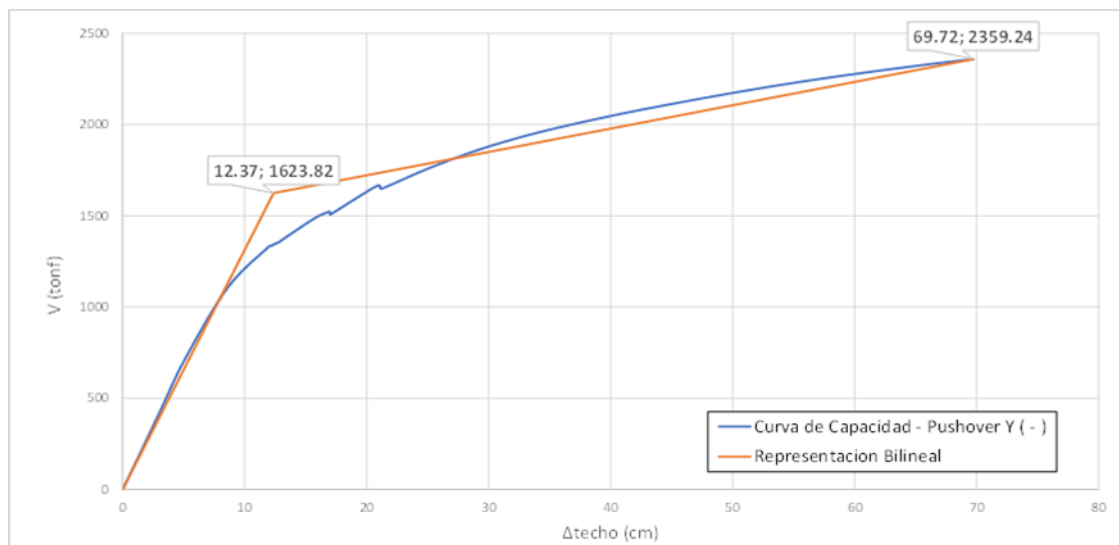
Fuente: Elaboración propia.

7.3.1.4 Dirección Y – Pushover (-)

Desplazamiento ultimo	:	$Ki = 13984.690 \text{ tonf/m}$
Rigidez lateral efectiva	:	$Ke = \frac{Vy}{\Delta y} = 13123.225 \text{ tonf/m}$
Punto de fluencia efectiva	:	$(\Delta y, Vy) = (12.37 \text{ cm}, 1623.82 \text{ tonf})$
Desplazamiento ultimo	:	$(\Delta d, Vd) = (69.72 \text{ cm}, 2359.24 \text{ tonf})$

Figura 7.5

Representación bilineal de la curva de capacidad – Pushover Y (-).



Fuente: Elaboración propia.

7.3.2 Punto de desempeño

7.3.2.1 Dirección X – Pushover (+)

Tabla 7.2

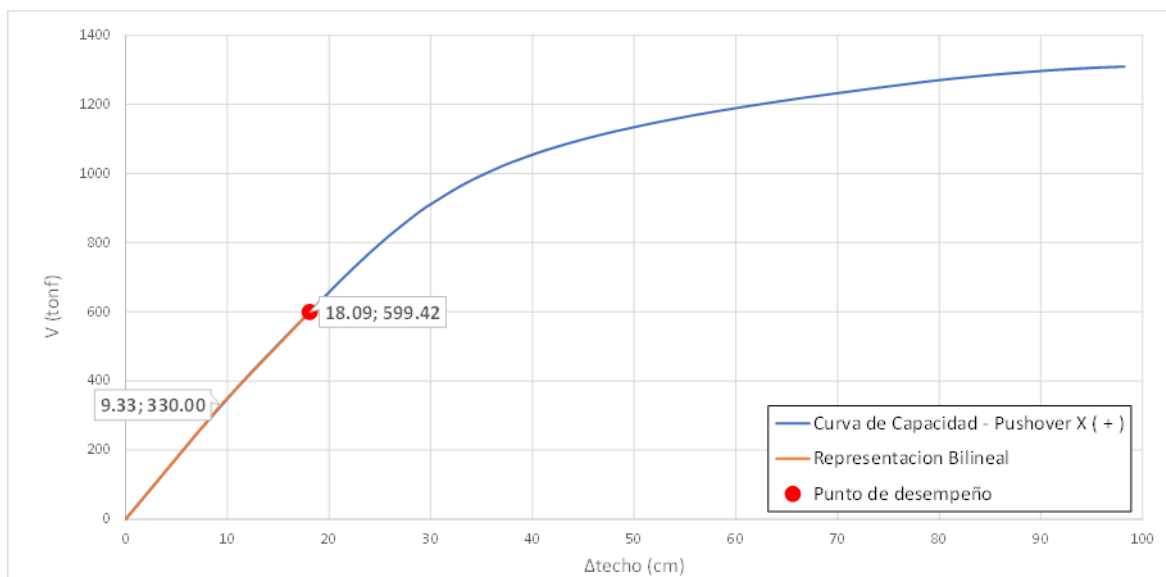
Punto de desempeño sísmico – Pushover X (+).

		Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
Desplazamiento en Δy	Δy (cm)	9.33	19.79	27.00
Cortante basal en V_y	V_y (tonf)	330.00	685.70	910.94
Rigidez lateral elástica	K_i (tonf/m)	3536.775	3536.775	3536.775
Rigidez lateral efectiva	K_e (tonf/m)	3536.775	3464.495	3373.343
Periodo fundamental elástica	T_i (s)	2.352	2.352	2.352
Periodo efectivo	T_e (s)	2.352	2.377	2.409
Factor de Conversión del nivel de sismo	FC	0.5	1.0	1.5
Peso de la edificación	W (tonf)	15361.636	15361.636	15361.636
Aceleración espectral en T_e	$S_a(g)$	0.096647	0.191097	0.28234
C_m	C_m	1	1	1
Relación de resistencia	$\mu_{strength}$	4.498969	4.281093	4.761229
Factor C_0	C_0	1.372477	1.357039	1.358208
Factor C_1	C_1	1	1	1
Factor C_2	C_2	1	1	1
Desplazamiento objetivo	$\delta t : \Delta d$ (cm)	18.09	36.11	54.72
Cortante basal en el (δt)	V_d (tonf)	599.42	1009.64	1162.55

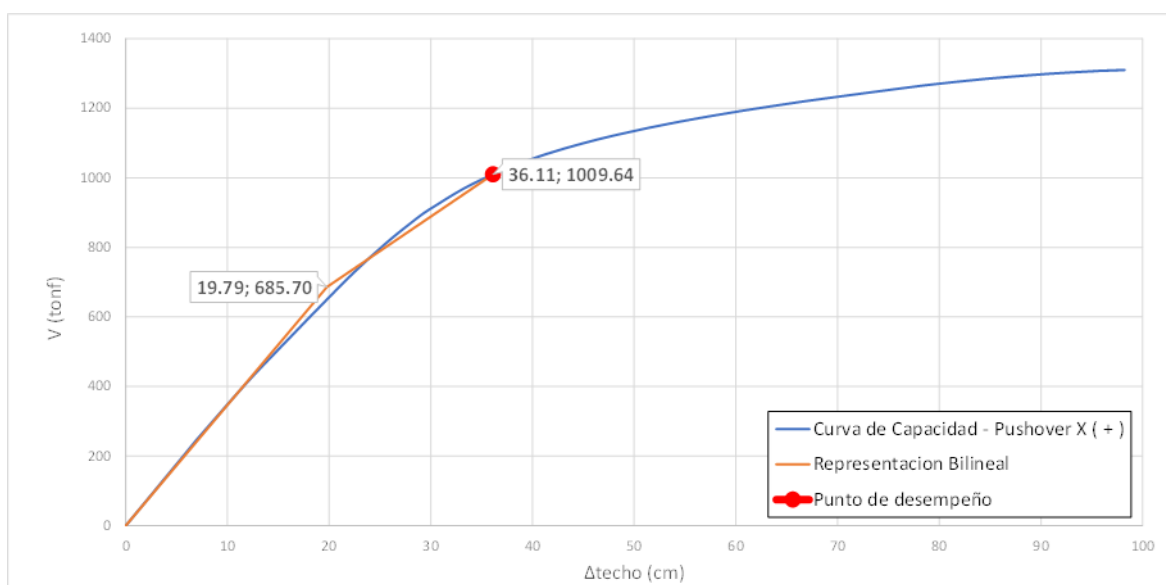
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7.6

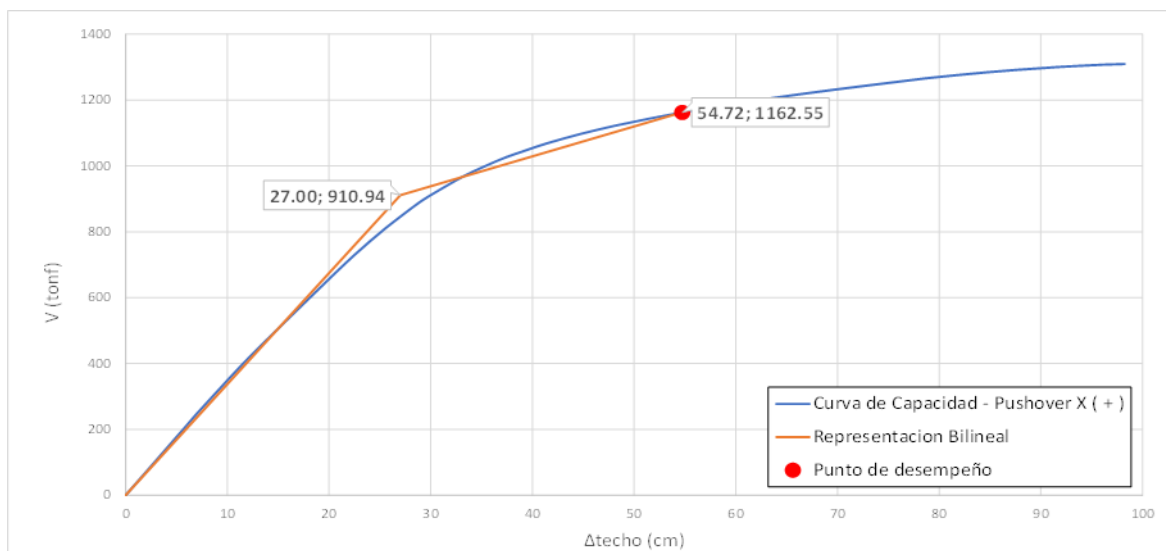
Punto de desempeño sísmico – Pushover X (+). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.



(a)



(b)



(c)

Fuente: Creación propia.

7.3.2.2 Dirección X – Pushover (-)

Tabla 7.3

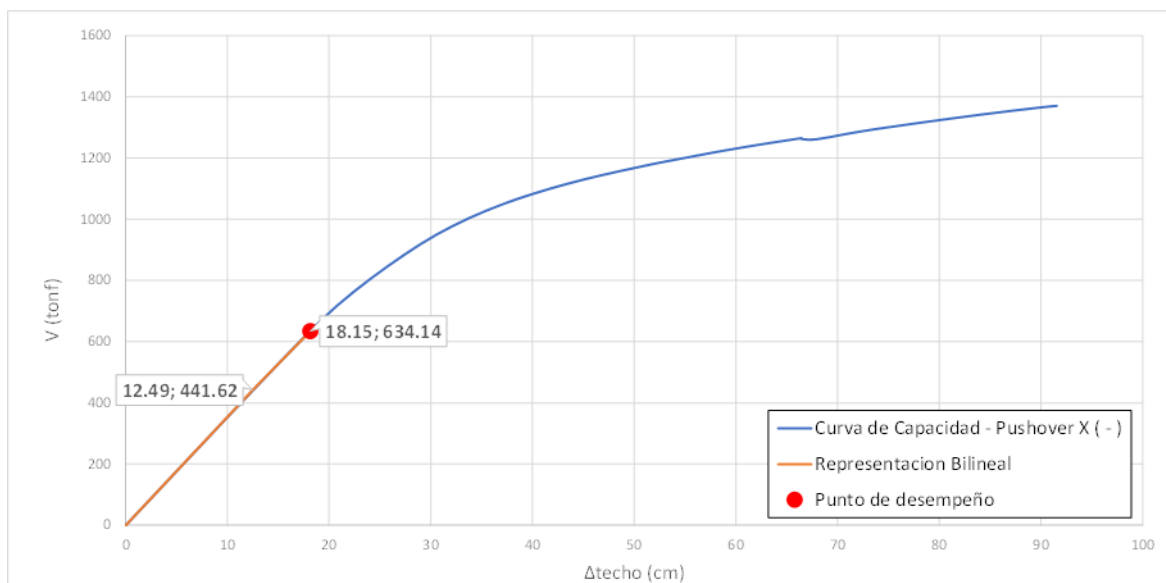
Punto de desempeño sísmico – Pushover X (-).

		Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
Desplazamiento en Δy	Δy (cm)	12.49	21.68	25.76
Cortante basal en V_y	V_y (tonf)	441.62	766.89	911.15
Rigidez lateral elástica	K_i (tonf/m)	3536.775	3536.775	3536.775
Rigidez lateral efectiva	K_e (tonf/m)	3536.775	3536.775	3536.775
Periodo fundamental elástica	T_i (s)	2.352	2.352	2.352
Periodo efectivo	T_e (s)	2.352	2.352	2.352
Factor de Conversión del nivel de sismo	FC	0.5	1.0	1.5
Peso de la edificación	W (tonf)	15361.636	15361.636	15361.636
Aceleración espectral en T_e	$S_a(g)$	0.096647	0.193294	0.289941
C_m	C_m	1	1	1
Relación de resistencia	$\mu_{strength}$	3.361819	3.891898	4.888321
Factor C_0	C_0	1.376861	1.36505	1.374314
Factor C_1	C_1	1	1	1
Factor C_2	C_2	1	1	1
Desplazamiento objetivo	$\delta t : \Delta d$ (cm)	18.15	36.00	54.29
Cortante basal en el (δt)	V_d (tonf)	634.14	1034.80	1196.57

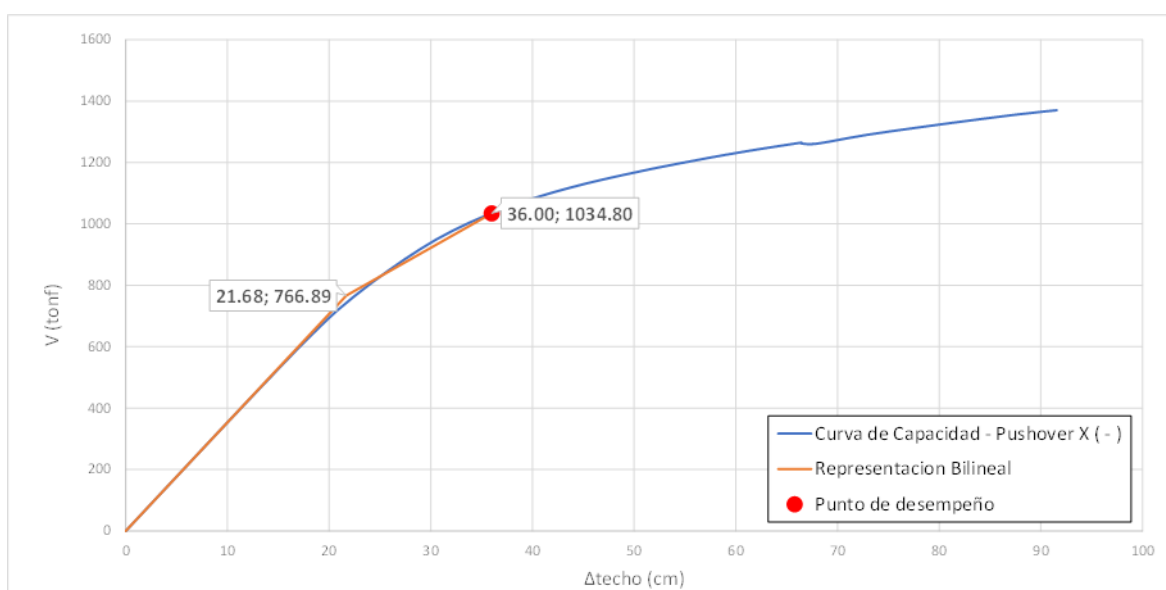
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7.7

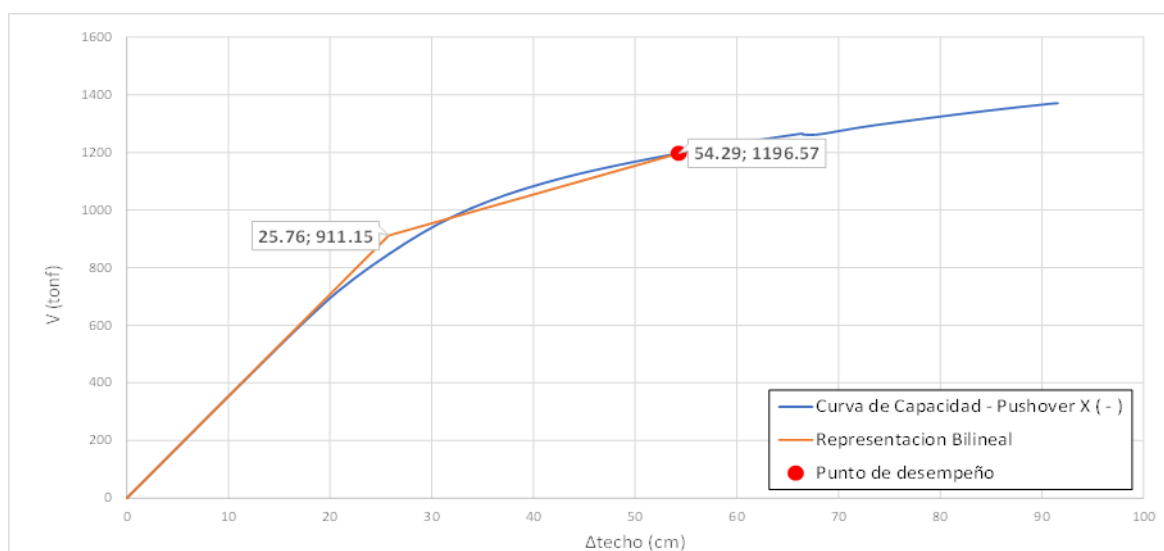
Punto de desempeño sísmico – Pushover X (-). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.



(a)



(b)



(c)

Fuente: Creación propia.

7.3.2.3 Dirección Y – Pushover (+)

Tabla 7.4

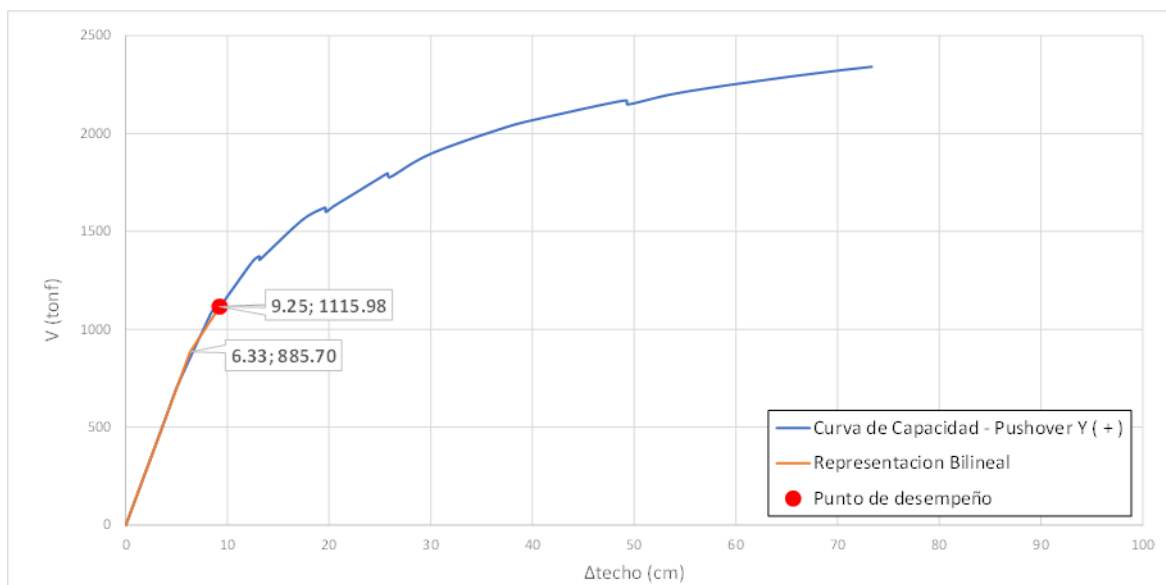
Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (+).

		Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
Desplazamiento en Δy	Δy (cm)	6.33	7.67	8.75
Cortante basal en V_y	V_y (tonf)	885.70	1072.14	1223.67
Rigidez lateral elástica	K_i (tonf/m)	13984.69	13984.69	13984.69
Rigidez lateral efectiva	K_e (tonf/m)	13984.69	13984.69	13984.69
Periodo fundamental elástica	T_i (s)	1.065	1.065	1.065
Periodo efectivo	T_e (s)	1.065	1.065	1.065
Factor de Conversión del nivel de sismo	FC	0.5	1.0	1.5
Peso de la edificación	W (tonf)	15361.636	15361.636	15361.636
Aceleración espectral en T_e	$S_a(g)$	0.212907	0.425814	0.638721
C_m	C_m	1	1	1
Relación de resistencia	$\mu_{strength}$	3.692688	6.10105	8.018361
Factor C_0	C_0	1.552569	1.548765	1.528609
Factor C_1	C_1	1	1	1
Factor C_2	C_2	1	1	1
Desplazamiento objetivo	$\delta t : \Delta d$ (cm)	9.25	18.46	27.32
Cortante basal en el (δt)	V_d (tonf)	1115.98	1590.74	1817.43

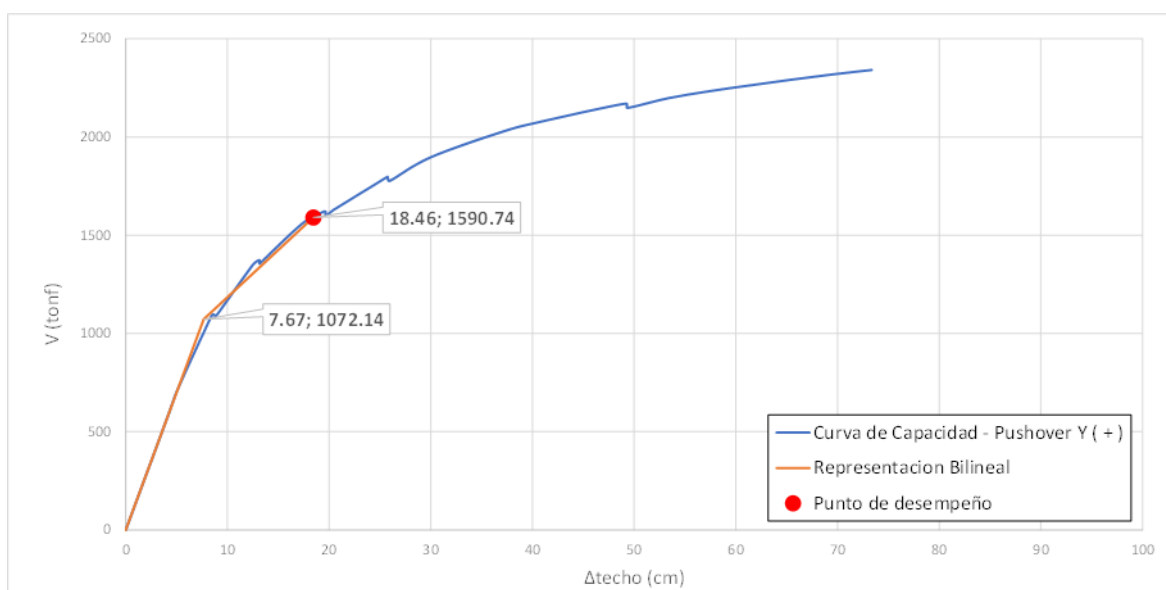
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7.8

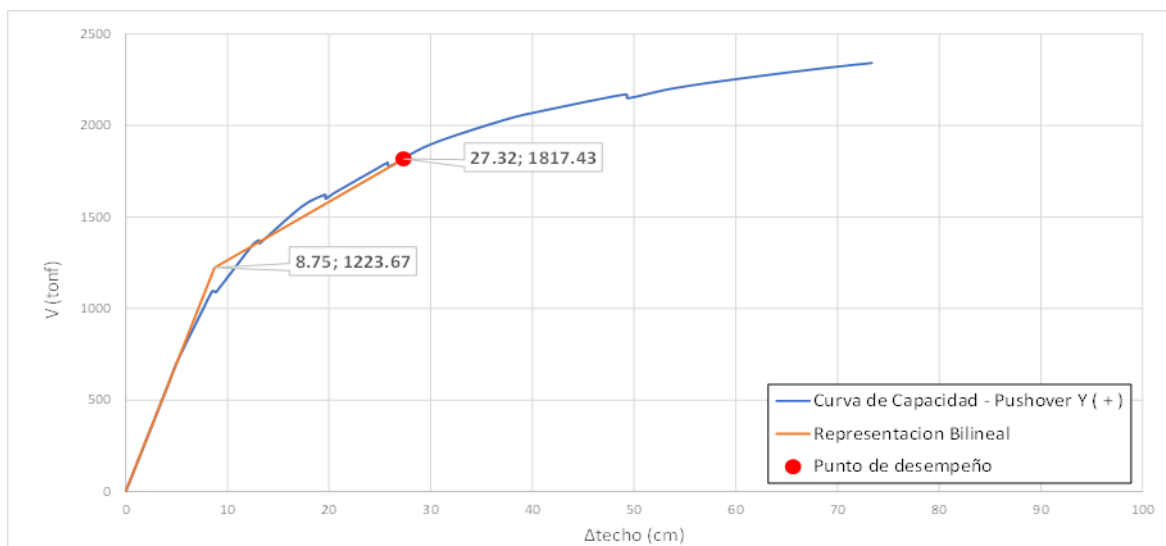
Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (+). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.



(a)



(b)



(c)

Fuente: Creación propia.

7.3.2.4 Dirección Y – Pushover (-)

Tabla 7.5

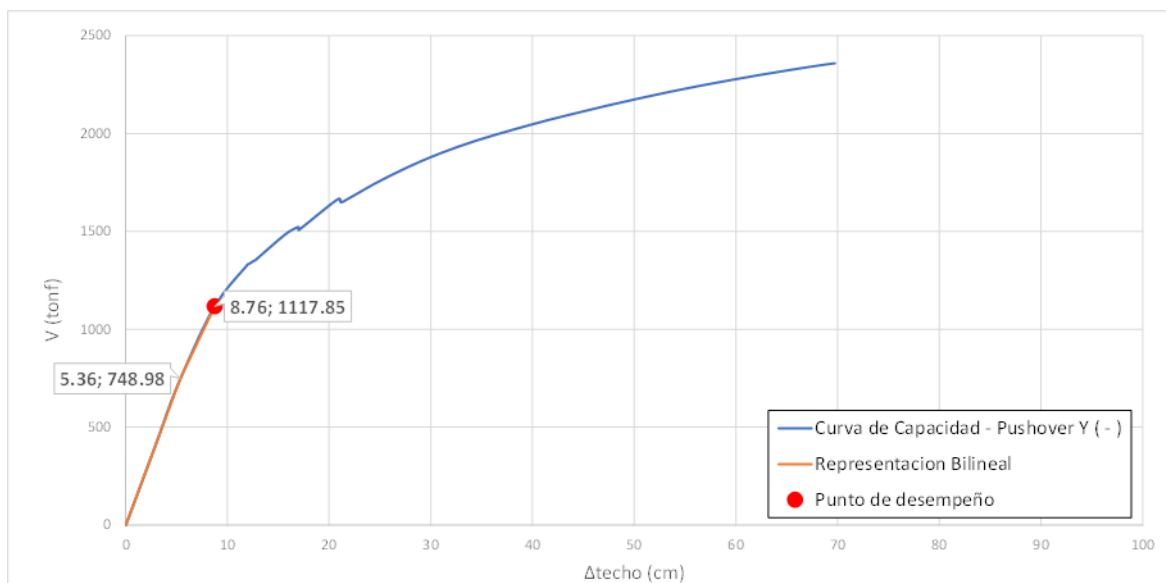
Puntos de desempeño sísmico– Pushover Y (-).

		Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
Desplazamiento en Δy	Δy (cm)	4.37	8.04	8.67
Cortante basal en V_y	V_y (tonf)	748.97	1124.62	1212.79
Rigidez lateral elástica	K_i (tonf/m)	13984.69	13984.69	13984.69
Rigidez lateral efectiva	K_e (tonf/m)	13984.69	13984.69	13984.69
Periodo fundamental elástica	T_i (s)	1.065	1.065	1.065
Periodo efectivo	T_e (s)	1.065	1.065	1.065
Factor de Conversión del nivel de sismo	FC	0.5	1	1.5
Peso de la edificación	W (tonf)	15361.636	15361.636	15361.636
Aceleración espectral en T_e	$S_a(g)$	0.212907	0.425814	0.638721
C_m	C_m	1	1	1
Relación de resistencia	$\mu_{strength}$	4.366768	5.81639	8.090243
Factor C_0	C_0	1.475935	1.433467	1.429855
Factor C_1	C_1	1	1	1
Factor C_2	C_2	1	1	1
Desplazamiento objetivo	$\delta_t : \Delta_d$ (cm)	8.76	17.09	25.56
Cortante basal en el (δ_t)	V_d (tonf)	1117.85	1510.56	1772.31

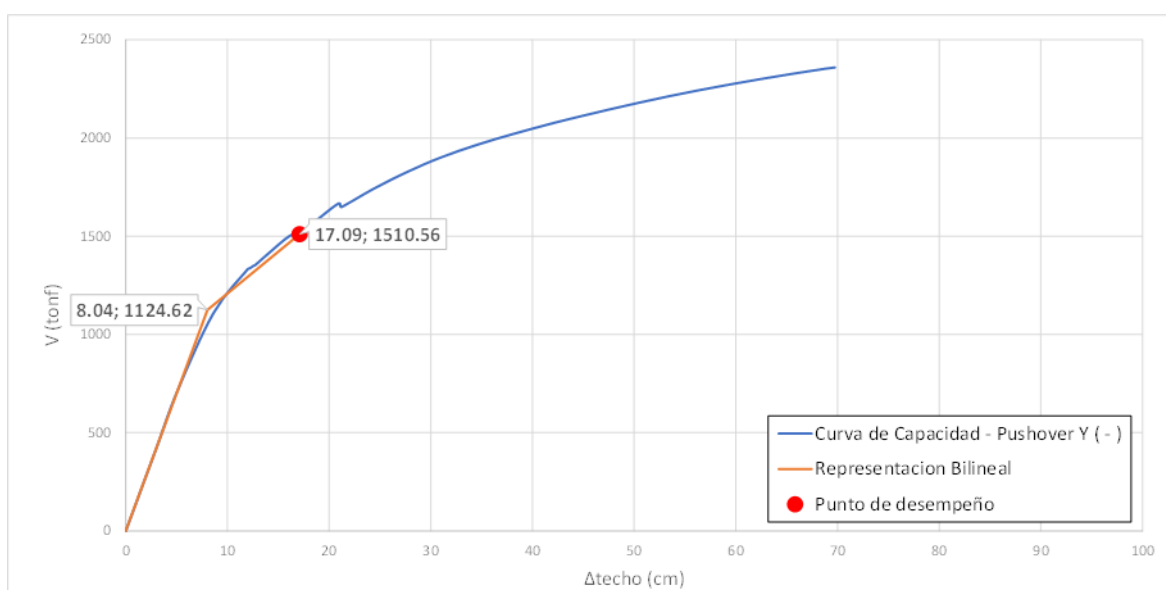
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7.9

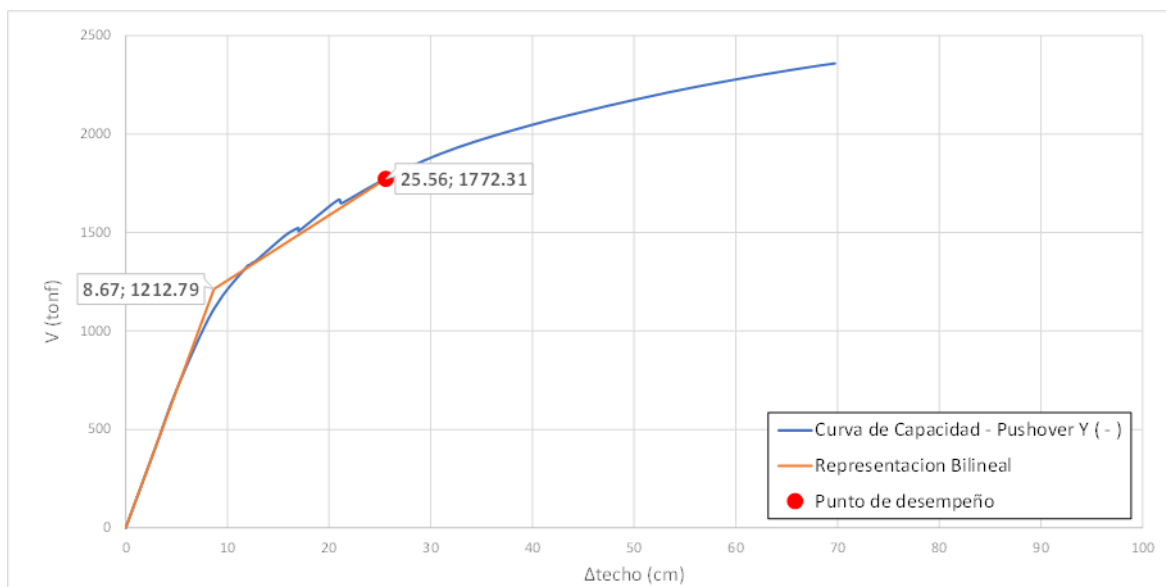
Punto de desempeño sísmico – Pushover Y (-). (a) Sismo de Servicio. (b) Sismo de Diseño. (c) Sismo Máximo.



(a)



(b)



(c)

Fuente: Creación propia.

7.4 Evaluación del desempeño sísmico

En la siguiente Tabla 7.6 se presenta la síntesis de los puntos de desempeño obtenidos por la estructura de oficinas en investigación utilizando el enfoque del método el método de los coeficientes conforme a las directrices de la guía del ASCE/SEI 41-17 para diversas categorías sísmicas y orientaciones del análisis.

Tabla 7.6

Resumen de los puntos de desempeño sísmico.

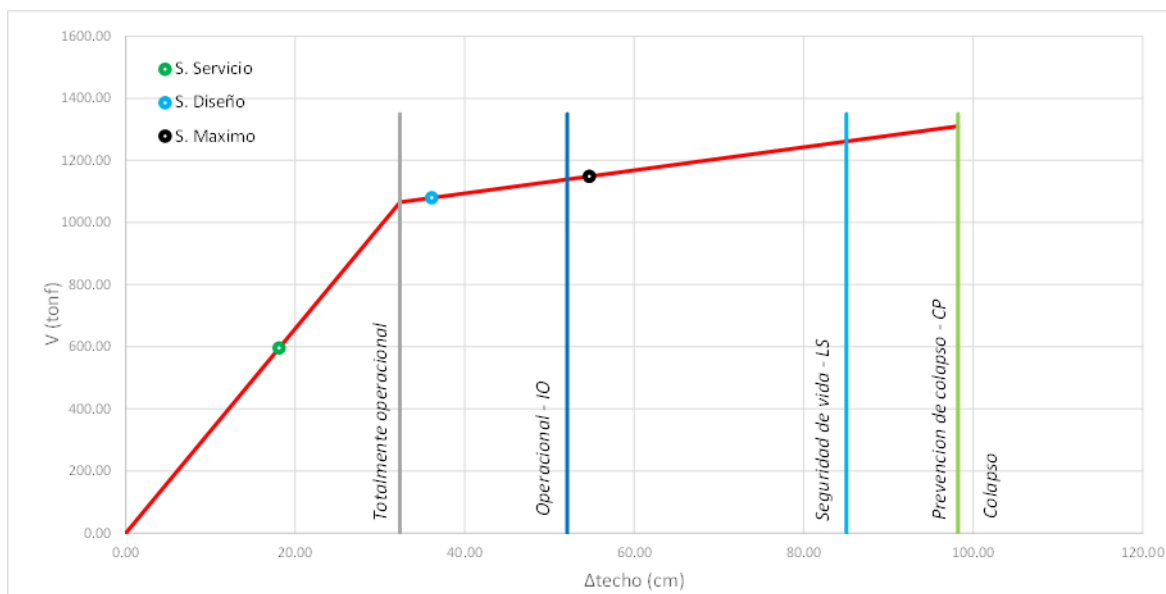
Dirección	Sismo	Δd (cm)	V_d (tonf)
X – Pushover (+)	Servicio	18.09	599.42
	Diseño	36.11	1009.64
	Máximo	54.72	1162.55
X – Pushover (-)	Servicio	18.15	634.14
	Diseño	36.00	1034.80
	Máximo	54.29	1196.57
Y – Pushover (-)	Servicio	9.25	1115.98
	Diseño	18.46	1590.74
	Máximo	27.32	1817.43
Y – Pushover (-)	Servicio	8.76	1117.85
	Diseño	17.09	1510.56
	Máximo	25.56	1772.31

Fuente: Creación propia.

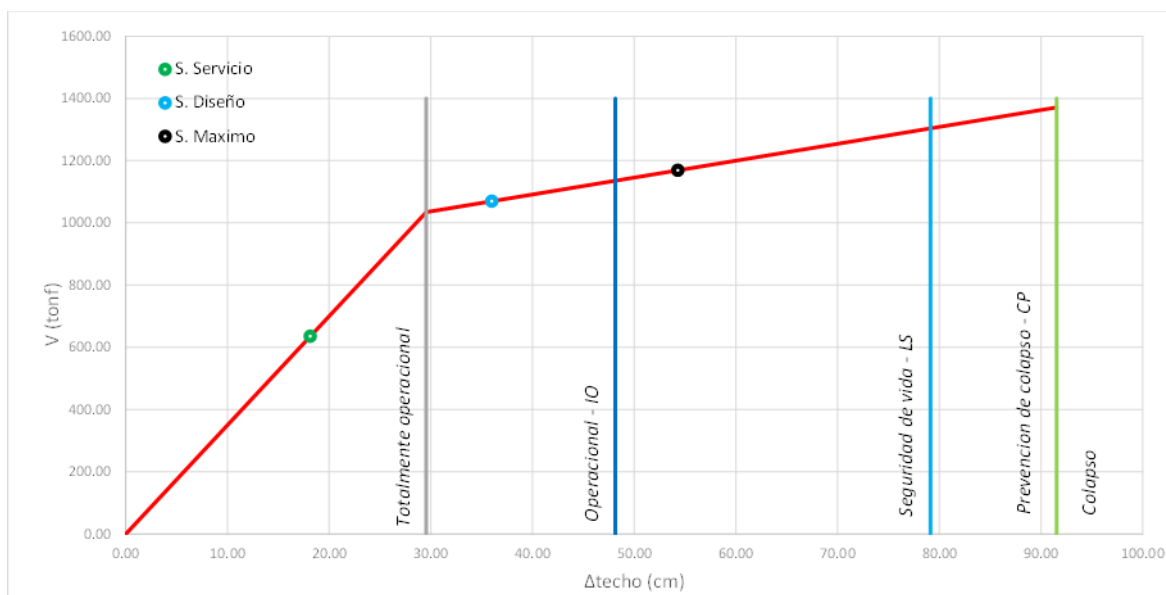
Para los puntos de desempeño se ubicarán en la grafico sectorizado de la representación bilineal de la curva de capacidad, conforme los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40.

Figura 7.10

Evaluación del desempeño sísmico. (a) Pushover X (+). (b) Pushover X (-).



(a)

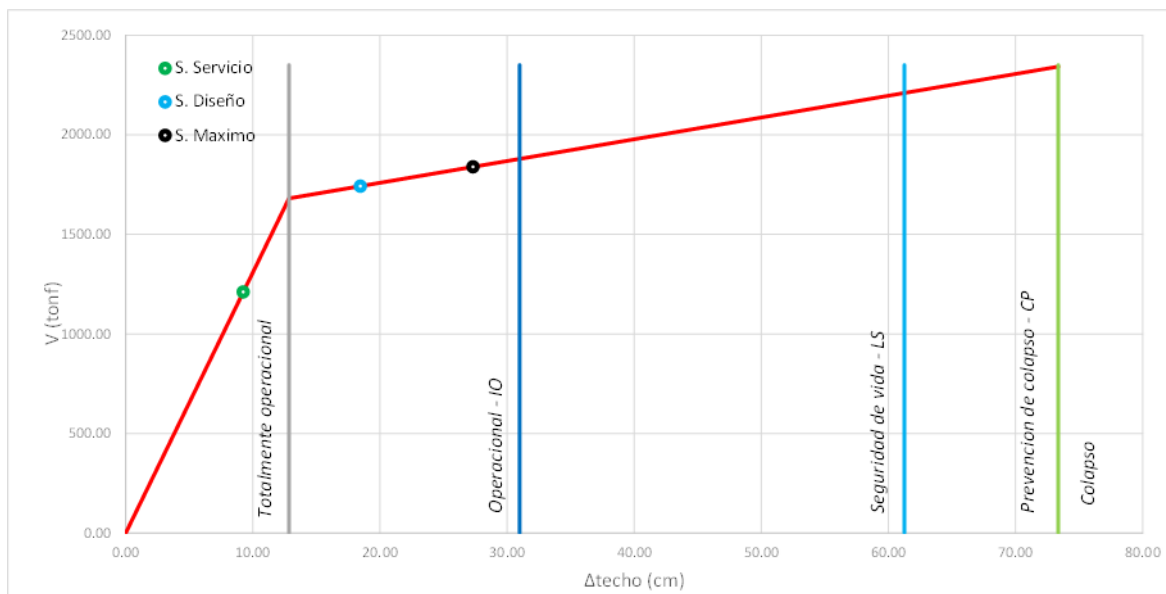


(b)

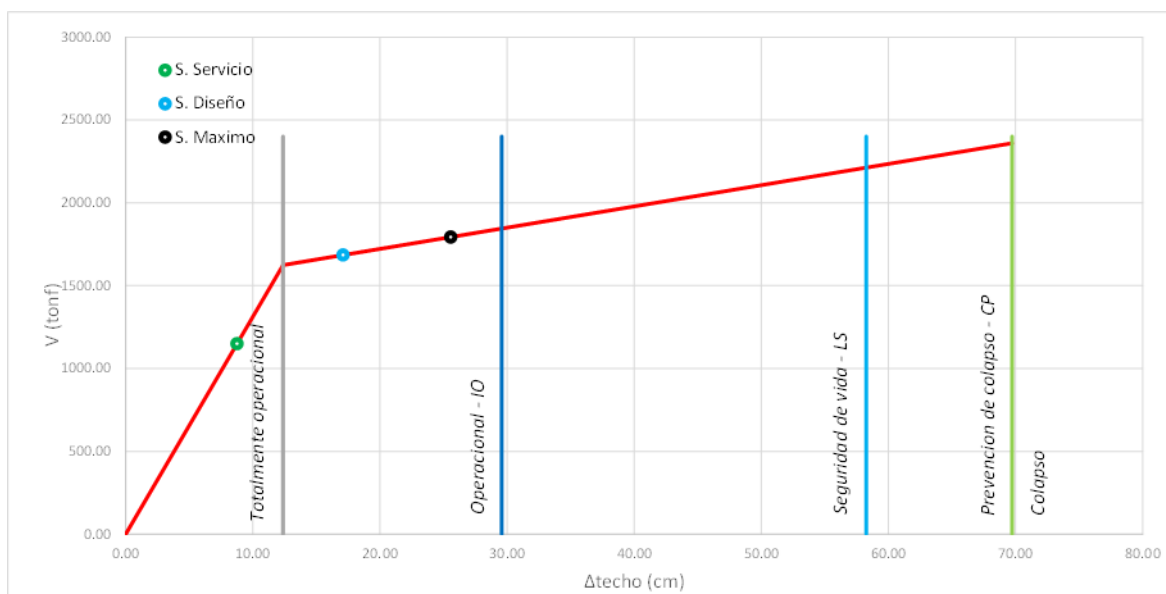
Fuente: Creación propia.

Figura 7.11

Evaluación del desempeño sísmico. (a) Pushover Y (+). (b) Pushover Y (-).











(a)



(b)

Fuente: Creación propia.

Tabla 7.7*Evaluación del desempeño sísmico según el ATC 40.*

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de copazo (CP)	¿Cumple el objetivo de desempeño?
Push X (+)	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Push X (-)	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Push Y (+)	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Push Y (-)	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

Fuente: Elaboración propia.

El edificio satisface todos los objetivos de desempeño establecidos para los diversos rangos de amenaza sísmica. Se detectan mayores desplazamientos en la dirección X, lo cual concuerda con la estructuración y diseño, dado que las mayores derivas se presentan en esta dirección, considerada la más crítica. Por ello ante la acción de un sismo máximo, la dirección X, la respuesta de la estructura está en el rango de seguridad de vida, caso contrario para la dirección Y, la respuesta de la estructura es en el rango operacional, en comparación teniendo un mejor objetivo de desempeño.

CONCLUSIONES

1. En el análisis dinámico lineal, se utilizó utilizando los parámetros según la NTE E.030, en el cual se verificó el tipo de sistema estructural, dando por resultado un sistema de muros estructurales en ambas direcciones. Además, se verifico los desplazamientos relativos de entrepiso, siendo menores a lo permitido, $\Delta i/h_{ei} = 0.7\%$ en estructuras de concreto armado.
2. Del análisis modal para un análisis dinámico lineal, se determinado que para la dirección “X” y “Y”, el periodo fundamental de vibración esta dado por el modo 1 y 3 respectivamente.
3. En el diseño de sistemas de muros estructurales, los muros en los primeros niveles, absorben los mayores cortantes, momentos flectores, asociado a estos una carga axial. La NTE E.060, orienta que el diseño en muros esbeltos, estos tengan una falla a flexión, por lo tanto, se realiza un diseño por capacidad, generalmente tomando el mayor corte en los primeros niveles, donde se genera las plastificación y respuestas del modelo de fibras, verificando que el corte actuante del pushover (+ y -) es menor a cortante resistente de la sección.
4. La secuencia de falla en la estructura, ha iniciado con la activación de rotulas plásticas en las vigas, luego en columnas y muros, satisfaciendo el criterio de columna fuerte - viga débil. La plastificación de los elementos vigas se da en diferentes niveles de la edificación, mientras que en elementos columnas y muros se da en los primeros niveles.
5. La selección del objetivo de desempeño está asociado a un nivel de desempeño sísmico y nivel de amenaza sísmica, este último además se asociado a un espectro de demanda, conforme a la NTE E.030, únicamente valora un sismo de diseño (sismo severo), con un periodo de retorno de 475 años, siendo similar al sismo BSE-1N del ASCE/SEI 41-17. Para los niveles de sismo frecuente y servicio se siguen las sugerencias del Comité Visión 2000, y para un sismo máximo se sigue lo mencionado en la guía ASCE/SEI 41-17.
6. La estructura es de un sistema de muros estructurales y obtenidas las curvas de capacidad, así como los puntos de interés. Se concluye que en la dirección X, son más dúctiles $u_{xx} = 3.15$ y 3.34 , con respecto a la dirección Y, $u_{yy} = 2.87$ y 2.51 , puesto que la dirección X, en su conjunto tiene menor rigidez que la dirección Y. La sobrerresistencia en la dirección “X” es $SR_{xx} = 1.35$ y 1.55 , y en la dirección Y es $SR_{yy} = 1.31$ y 1.30 .

7. Del análisis realizado al edificio en la dirección “X”, los puntos de desempeño encontrados para los niveles de amenaza sísmica, sismo de servicio, diseño y máximo, el edificio satisface los objetivos de desempeño establecidos y según la evaluación de desempeño estos se encuentran en totalmente operacional, operacional y Seguridad de vida, respectivamente.
8. Del análisis realizado al edificio en la dirección “Y”, los puntos de desempeño encontrados, para un sismo de servicio, la estructura se sitúa en el nivel de totalmente operacional, para un sismo de diseño y máximo, operacional y Seguridad de vida respectivamente, siendo así el edificio satisface los objetivos de desempeño establecidos.
9. De la comprobación de la validez del análisis no lineal, no cumple ya que el $\mu_{strength}$ es mayor a μ_{max} .

Dirección	Verificación de μ_{max} para el sismo de diseño			
	Δy (cm)	Δd (cm)	μ_{max}	$\mu_{strength}$
Push X (+)	19.79	36.11	1.82	4.28
Push X (-)	21.28	36.00	1.69	3.89
Push Y (+)	7.67	18.46	2.41	6.10
Push Y (-)	8.04	17.09	2.13	5.81

10. Como conclusión final, dando una respuesta a la hipótesis de la investigación y a los objetivos establecidos es, la edificación de 18 niveles y 7 sótanos, diseñado con las NTE E.030, NTE E.060, cumple con los objetivos de desempeño sísmico, aplicando la norma ASCE/SEI 41-17.

RECOMENDACIONES

1. Según la NTE E.060, el diseño de muros estructurales en el artículo 21.9.5.3, (M_n/M_{ua}) no debe exceder el valor del coeficiente de Reducción, que para muros estructurales es 6, tomar valores cercanos al máximo hacer que los elementos sean sobre reforzados de acero, se recomienda seguir lo que menciona el ACI 318.19 con un valor máximo de 3.
2. Se recomienda utilizar la metodología basado en el desempeño sísmico, para un diseño en edificios nuevos y evaluación de edificios existentes. Ya que esta metodología permite elegir un objetivo de desempeño establecidos según la categoría de riesgo o uso de la edificación, así se podrá monitorear el comportamiento global y local, dando un estimado más aproximado a los “real” que ocurre en la estructura ante un determinado nivel de demanda sísmica. Además, posibilita la comprobación de las suposiciones realizadas durante la etapa de diseño, en relación con la ductilidad, sobrerresistencia y el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R , permitiendo realizar ajustes necesarios para garantizar un buen desempeño estructural y lograr un diseño eficaz.
3. El uso de un NSP o ANEL, no deja de tener limitaciones que es característicos de los pushover convencionales como el hecho de solo considerar el modo fundamental de vibración en la respuesta total de la estructura, resulta inapropiado para estructura muy flexibles a los efectos $P-\Delta$, donde la estructura debe cumplir que $\mu_{strength}$ es menor a μ_{max} y que la influencia de los modos superiores no sean significativos. Si no se cumple lo antes mencionado se recomienda realizar un NDP o ATHNL.
4. Se sugiere llevar a cabo un estudio de microzonificación sísmica, para determinar niveles de demanda sísmica adecuados o representar mejor los espectros de demanda para sismos de frecuentes con una menor magnitud a los que estará expuesto la estructura con el fin de obtener resultados que sean representativos de la situación real.
5. Se recomienda diseñar y evaluar usando el método de desempeño sísmico basado en desplazamientos para edificaciones esenciales, con diferentes sistemas estructurales, por la importancia de la estructura frente a diferentes niveles de amenaza sísmica y la importancia de los cambios en la rigidez que afectan la respuesta de la estructura.

REFERENCIAS

- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2*. California: Applied Technology Council.
- Barrientos, U. (2022). Evaluación del desempeño sísmico y reforzamiento estructural con la norma ASCE/SEI 41-17 aplicado al pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas. Tesis de pregrado. Universidad nacional de san Cristóbal de Huamanga.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras (Cuarta ed.)*. México, D.F.: Pearson Educación.
- Choque, J y Luque, E. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. Tesis de pregrado. Universidad nacional de San Agustín de Arequipa.
- Hernández, F y Carrillo, J. (2020). *Estudio de la respuesta sísmica lineal y no lineal de un edificio de la ciudad de México ante el terremoto del 19 de septiembre de 2017. Tesis de pregrado*. Universidad de Chile.
- Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Illinois.
- Kent, D. & Park, R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. Rev. Structural Division. 97. 1969-1990
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*.
- Montufar, K. (2022). *Análisis comparativo entre el método de diseño basado en fuerzas (FBD) y el método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) para un edificio de concreto armado de sistema estructural dual de 7 niveles*. Tesis de pregrado. Pontificia universidad católica del Perú.
- NIST CGR 10-917-5 (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*. Estados Unidos de América.
- NIST CGR 12-917-21 (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Estados Unidos de América.
- NIST CGR 12-917-45 (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*. Estados Unidos de América.

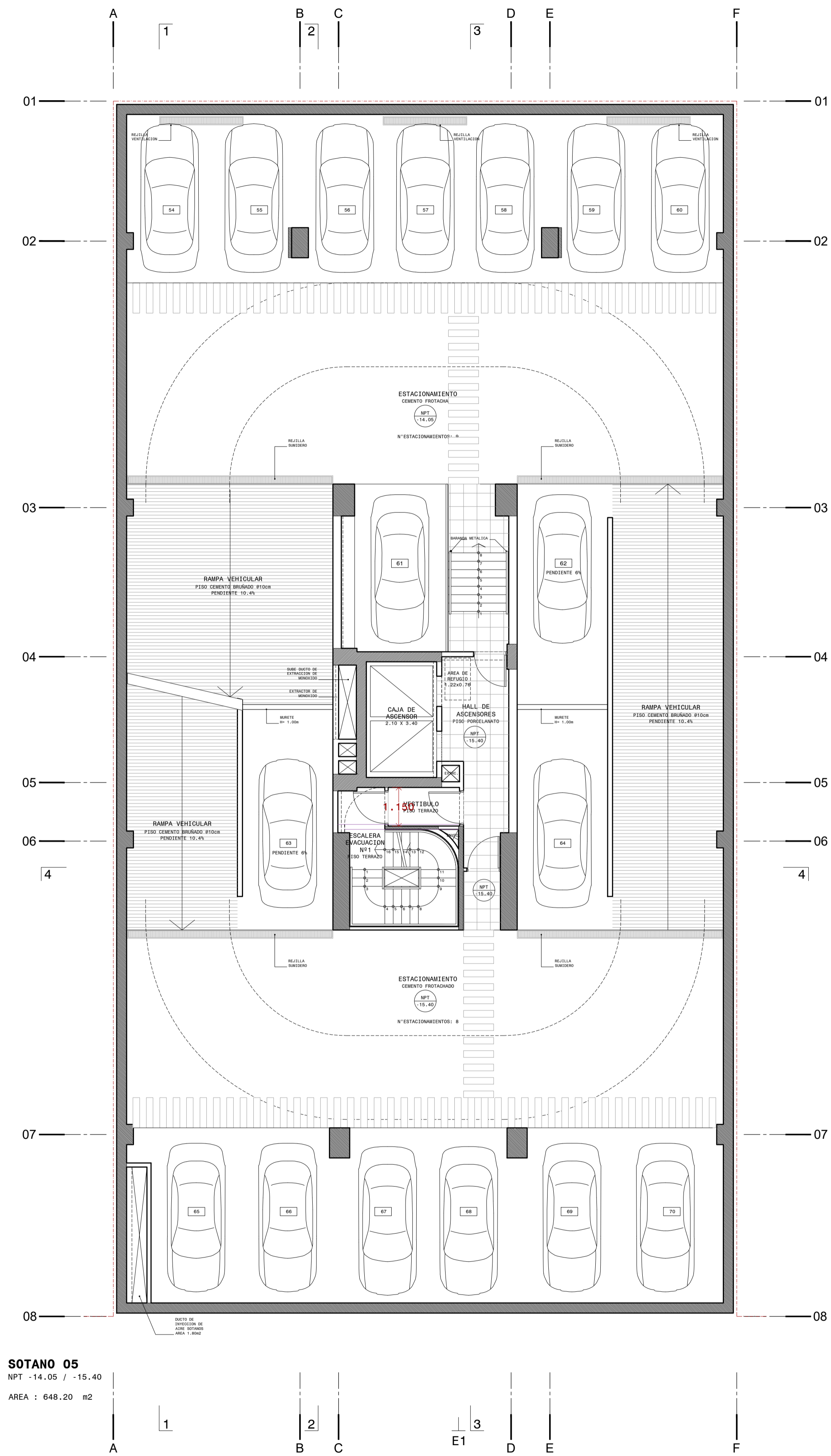
- NTE E.020. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima: Diario Oficial EL PERUANO.
- NTE E.030. (2018). R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.060. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: SENCICO.
- Ottazzi. (2011). *Concreto Armado I*. Lima: PUCP.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Estructuras de Concreto Reforzado*. (S. F. Everest, Trad.) Christchurch, Nueva Zelanda.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.
- Rojas, F y Lafontaine, M. (2018). *Modelación no lineal de un edificio de hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño*. Tesis de pregrado. Universidad de Chile.
- Redín, F. (2018). *Evaluación sísmica del edificio de la facultad de ingeniería mediante código ASCE 41-13*. Tesis de pregrado. Pontificia universidad católica del Ecuador.
- Ramos, F. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (pushover) del edificio de la compañía de bomberos voluntarios N°56*. Tesis de pregrado. Universidad nacional de Huancavelica.

ANEXOS

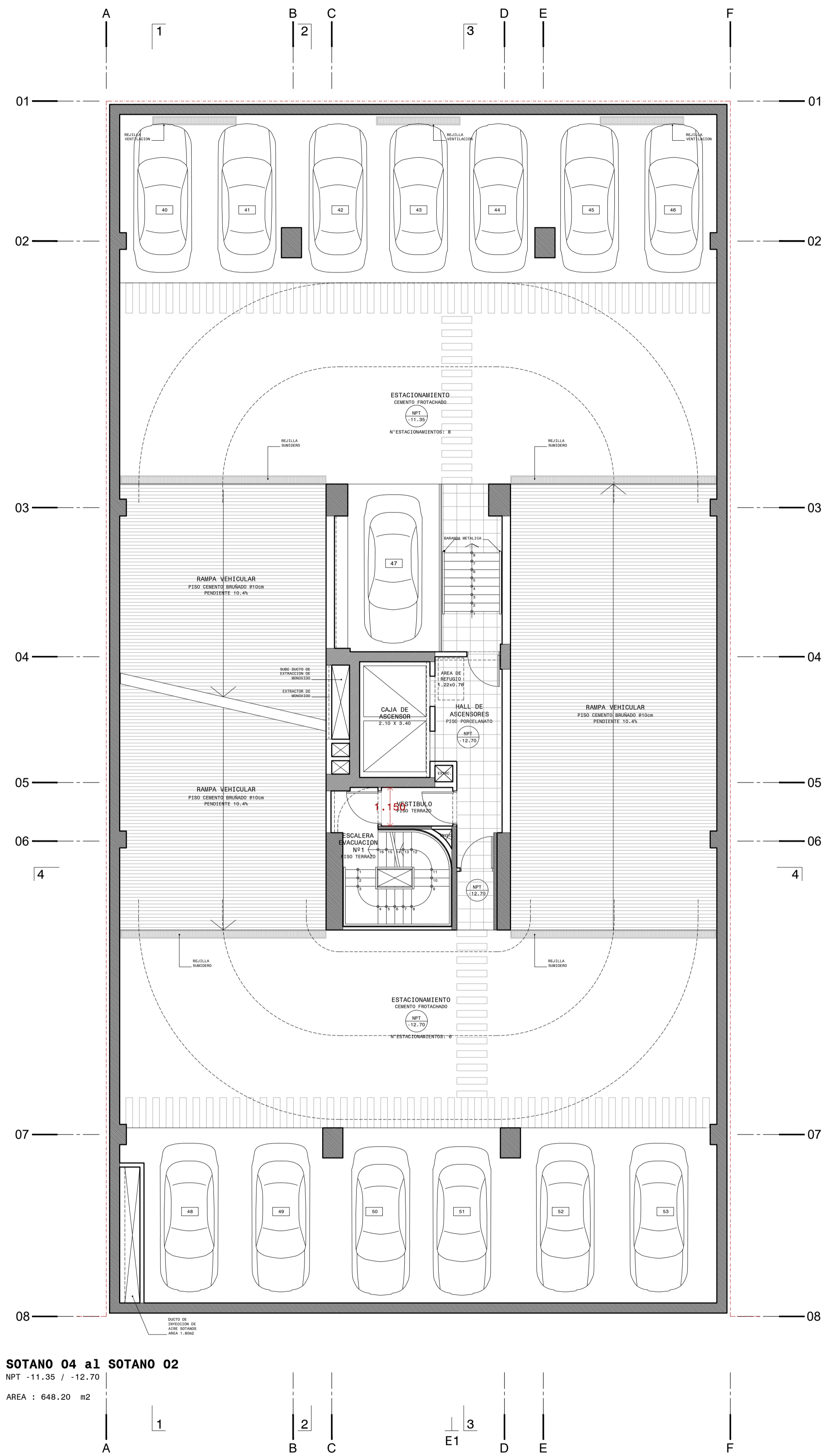
Anexo 1: Plano de arquitectura.

Anexo 2: Plano de Estructuras.

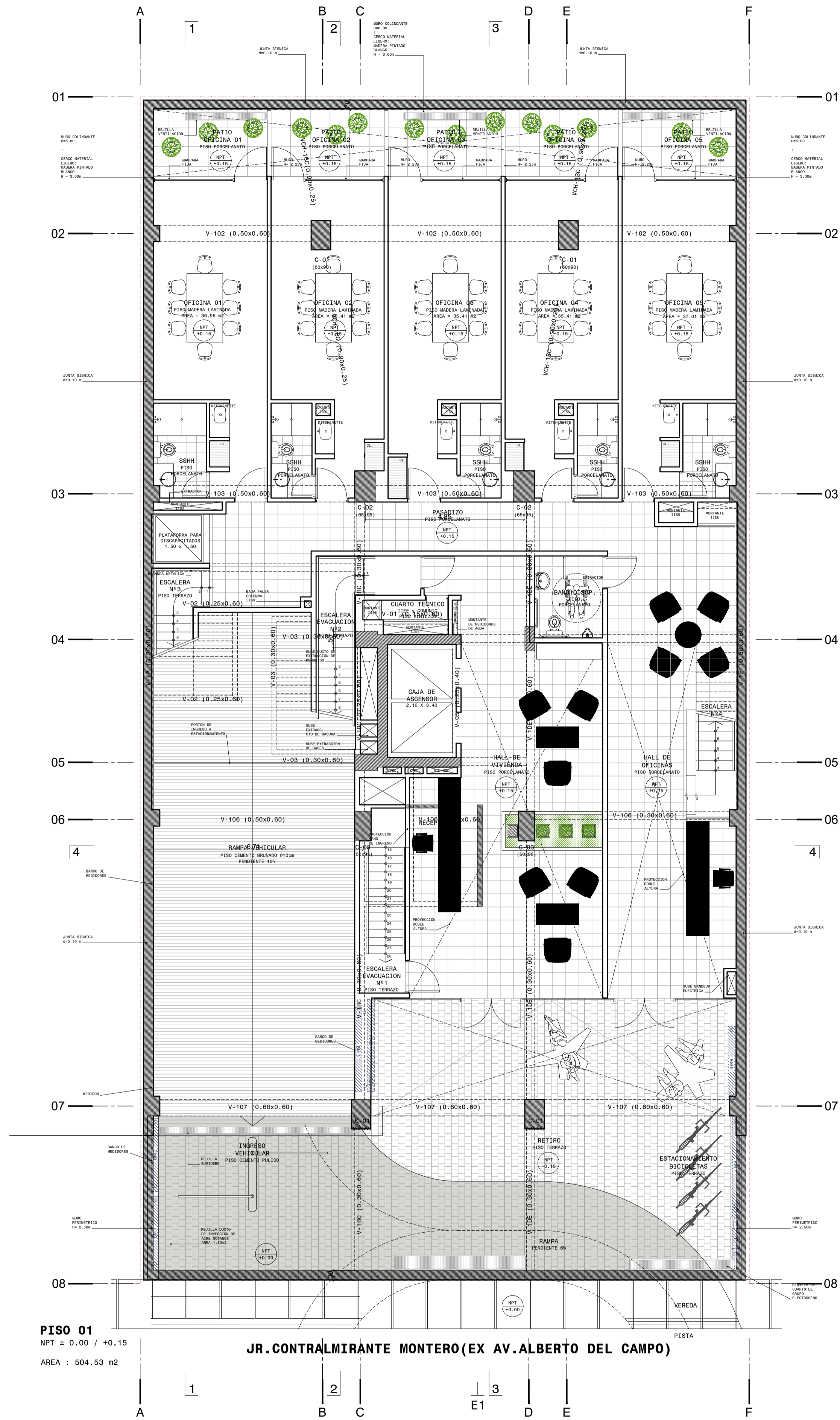
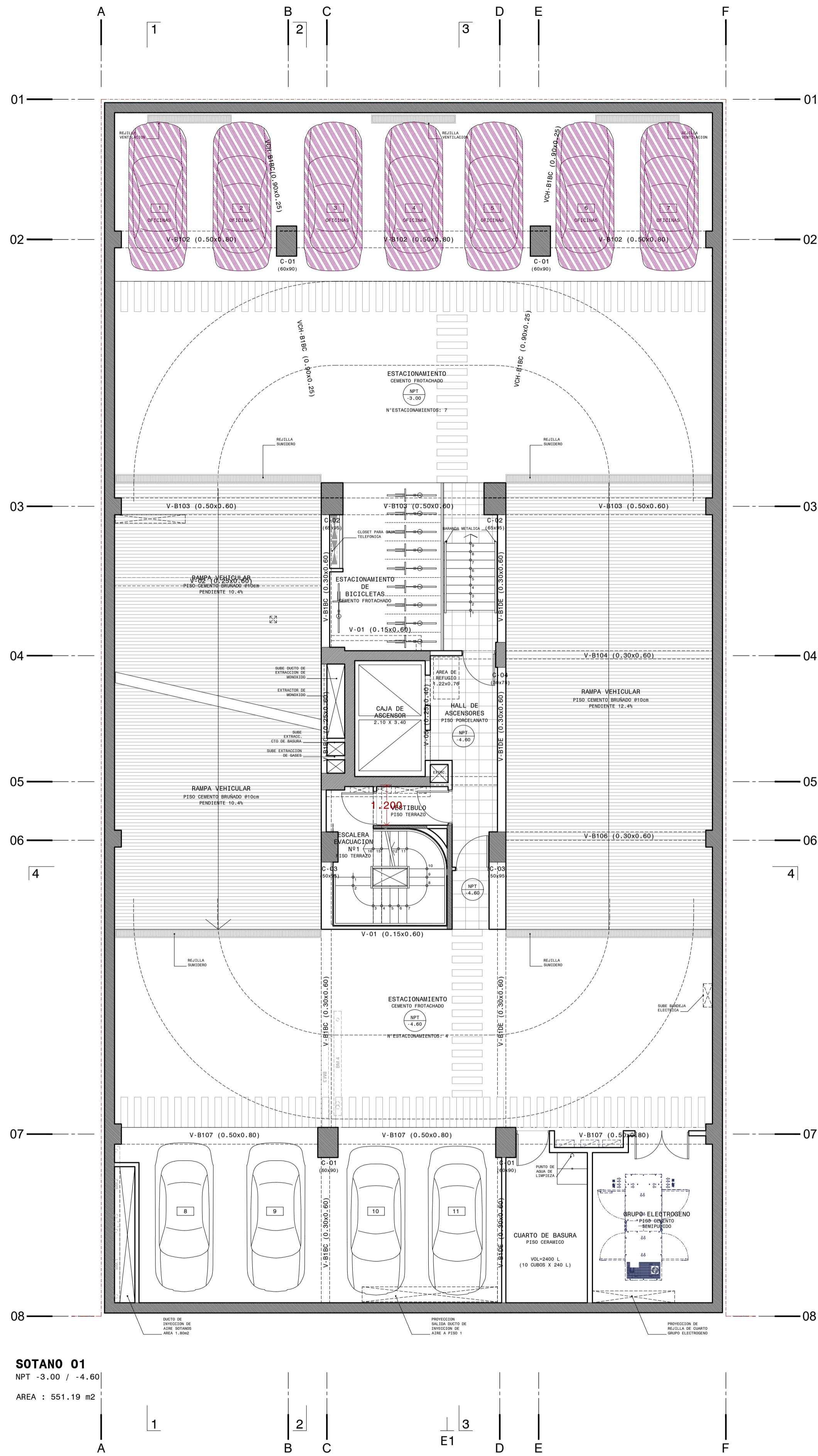
ANEXO 1: PLANO DE ARQUITECTURA.

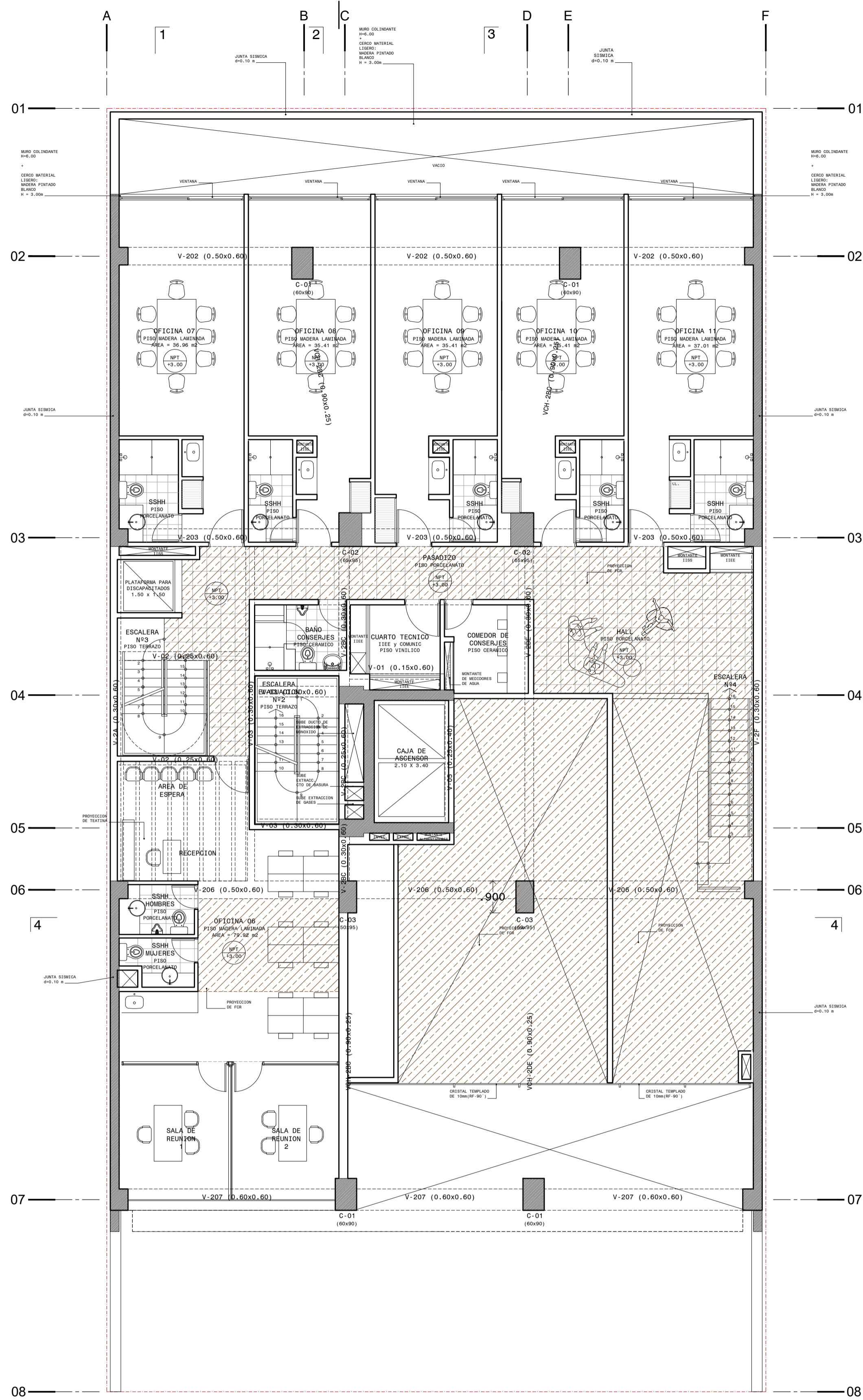


SOTANO 05
NPT -14.05 / -15.40
AREA : 648.20 m2



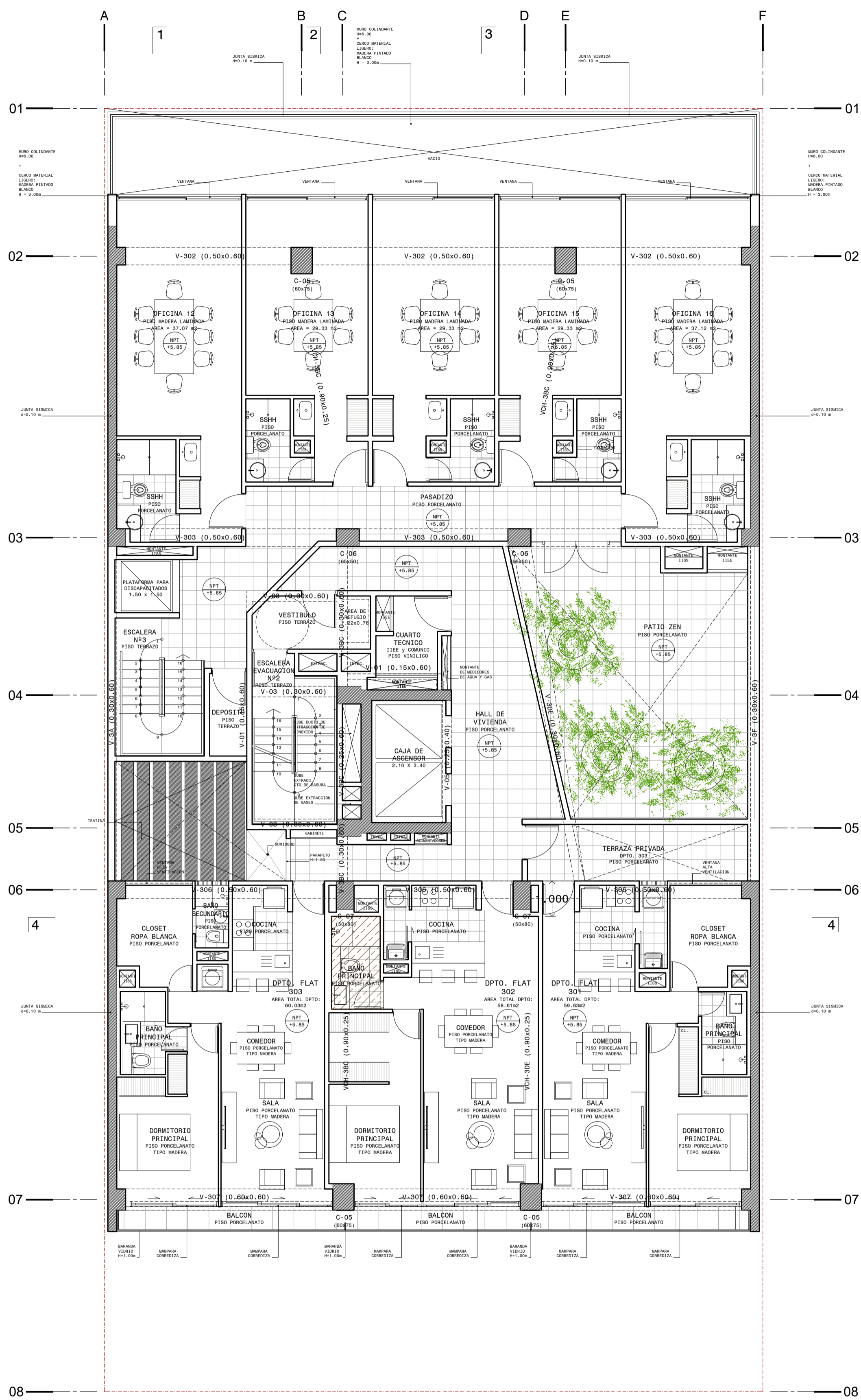
SOTANO 04 a1 SOTANO 02
NPT -11.35 / -12.70
AREA : 648.20 m2





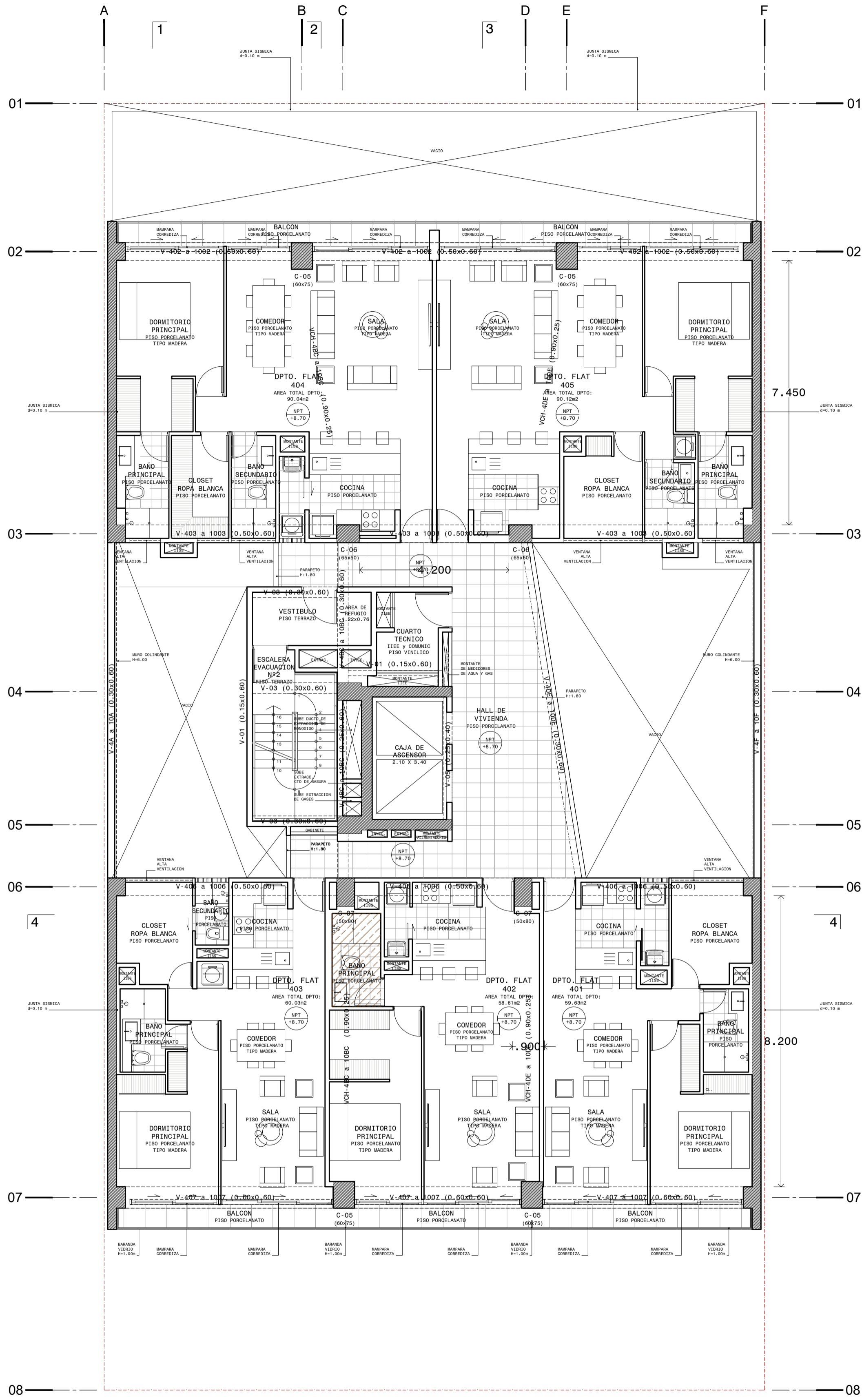
PISO 02
NPT +3.00

AREA : 351.49 m²

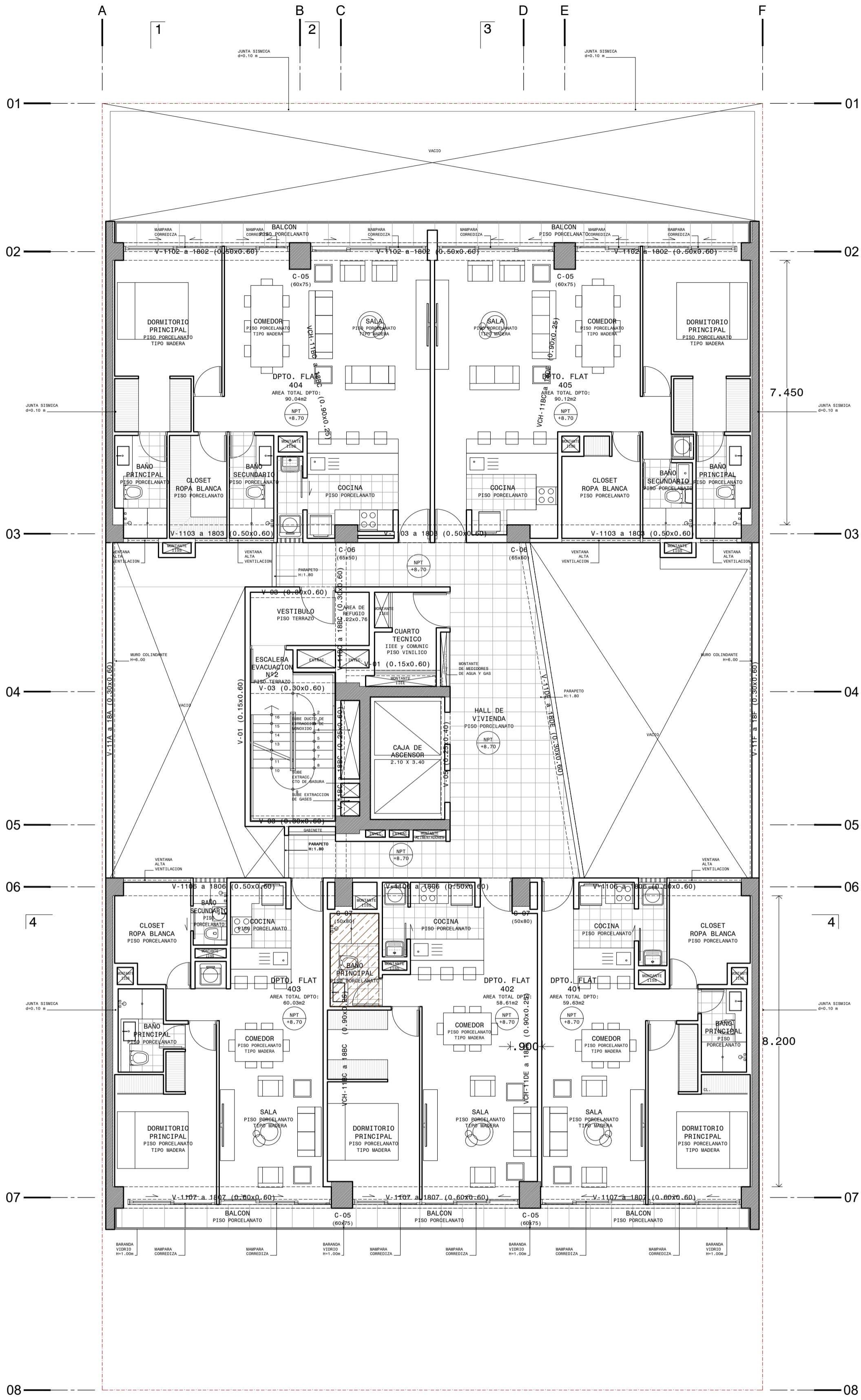


PISO 03
NPT +5.85

AREA : 436.55 m²

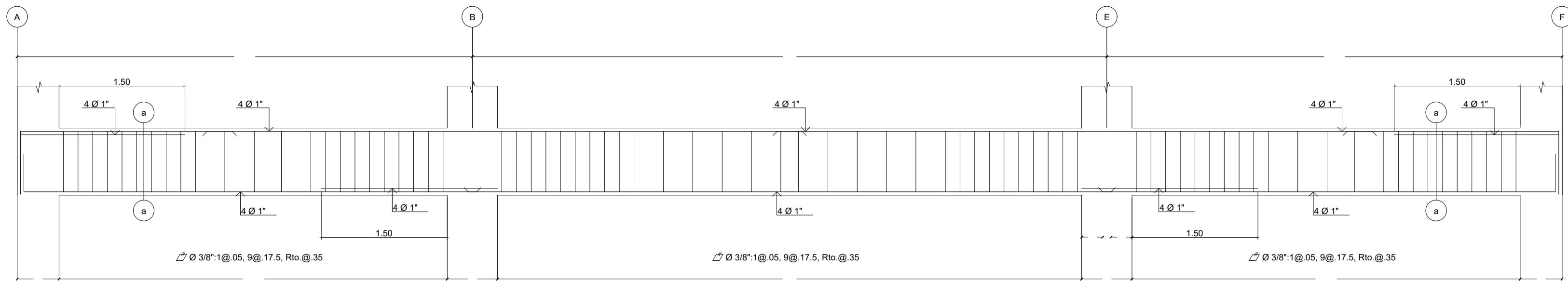


PISOS 04 al 10
NPT +8.70 al +25.80
AREA : 386.44 m2 x PISO

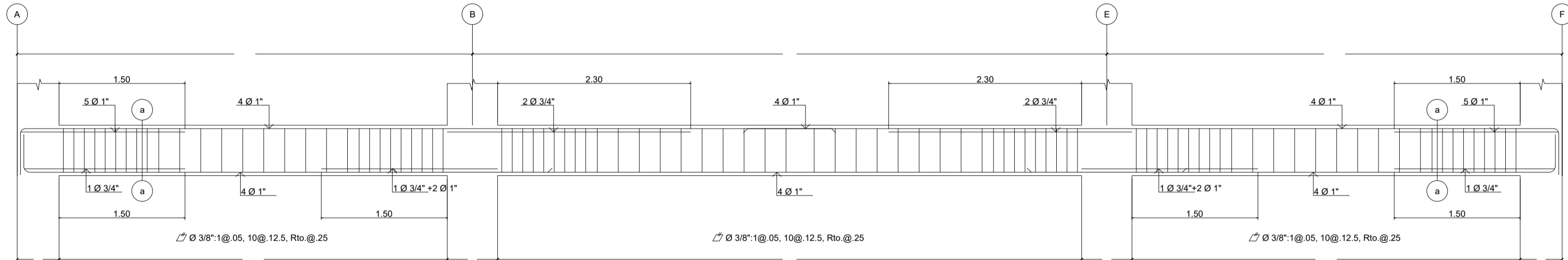
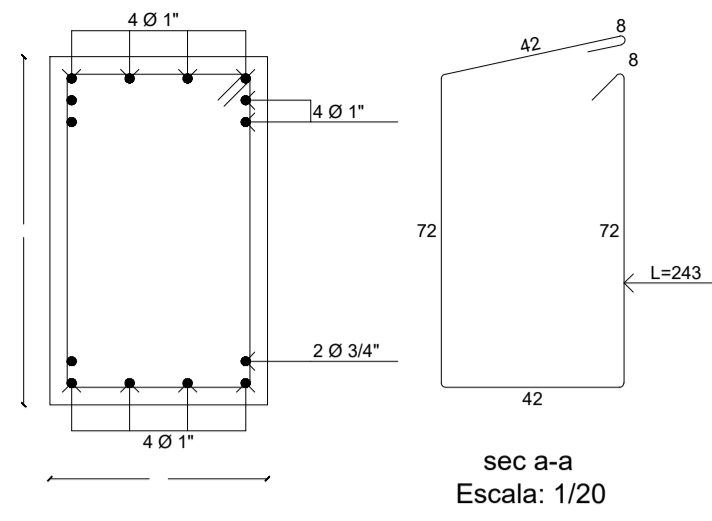


PISOS 11 al 18
NPT +28.65 al +48.60
AREA : 382.69 m2 x PISO

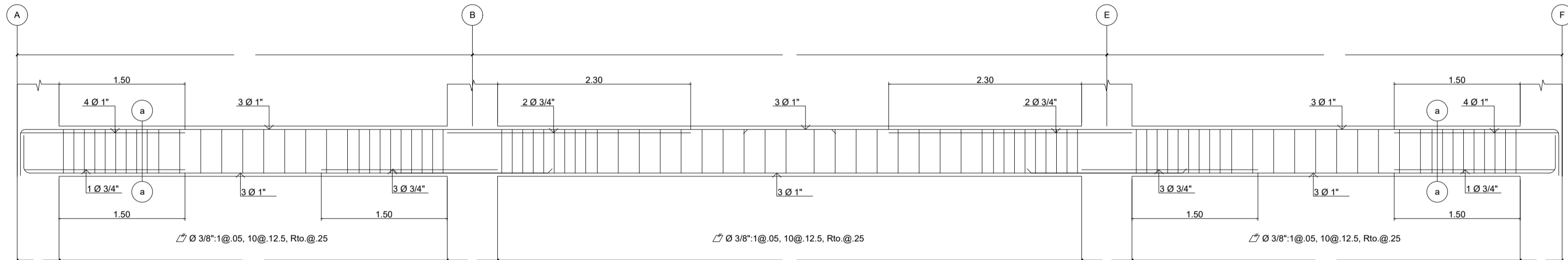
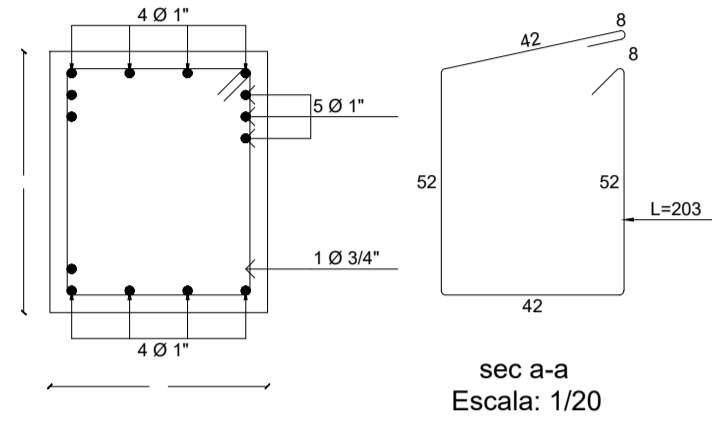
ANEXO 2: PLANO DE ESTRUCTURAS.



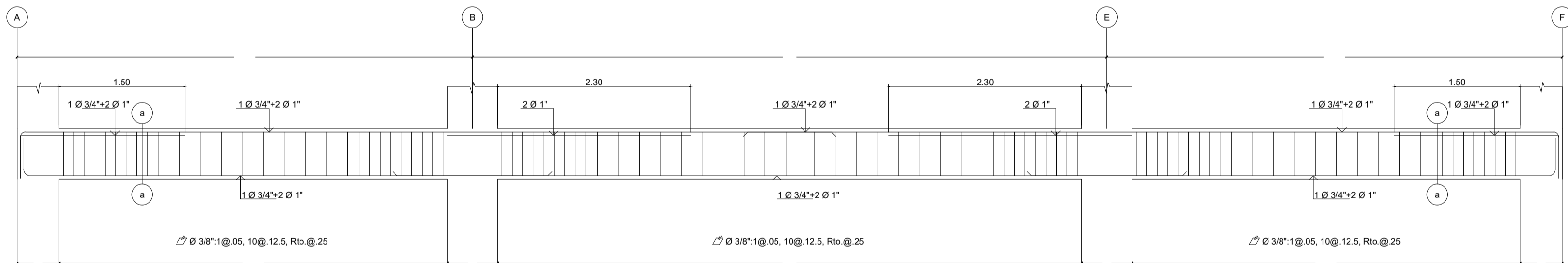
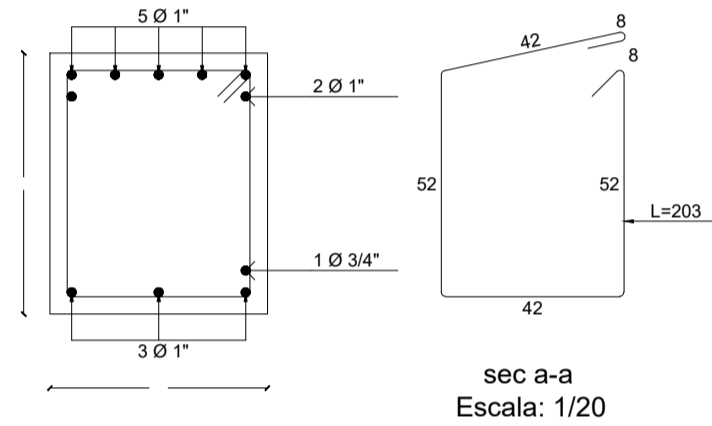
Detalle de la Viga: V-B102
Escala : 1/50



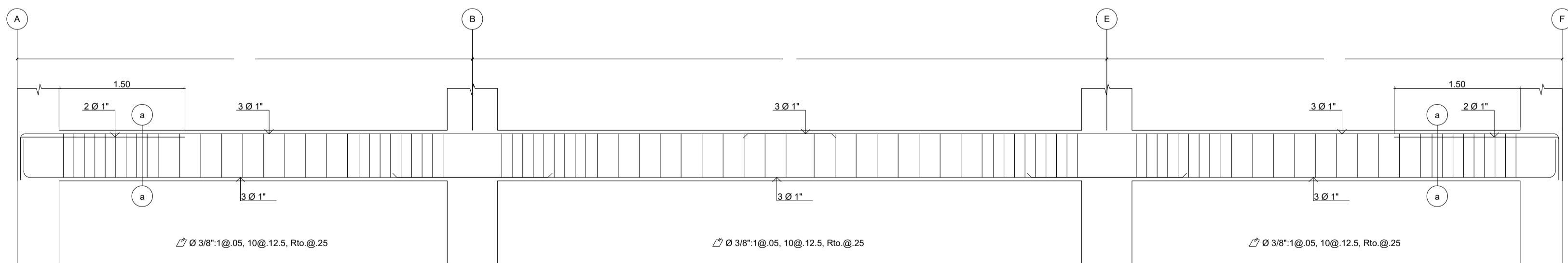
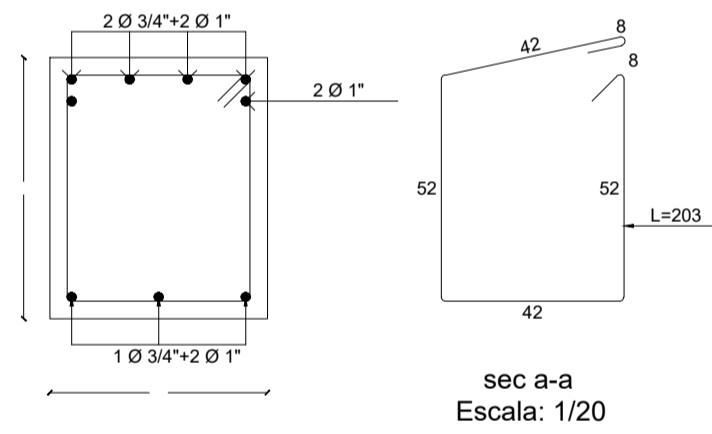
Detalle de la Viga: V-102, V-202, V-302, V-402, V-502, V-602, V-702, V-802, V-902, V-1002, V-1102
Escala : 1/50



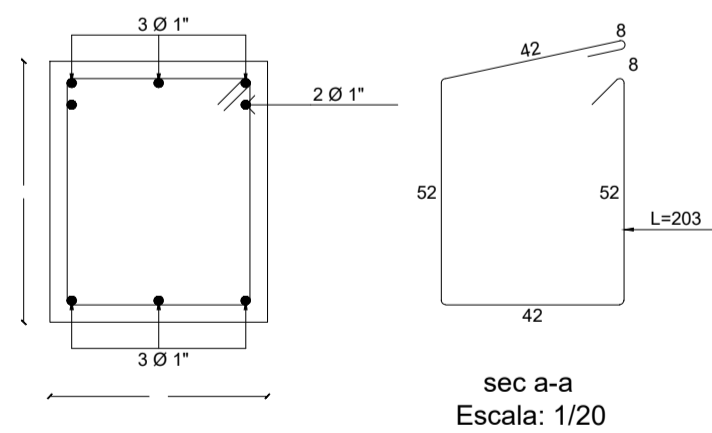
Detalle de la Viga: V-1202, V-1302, V-1402
Escala : 1/50

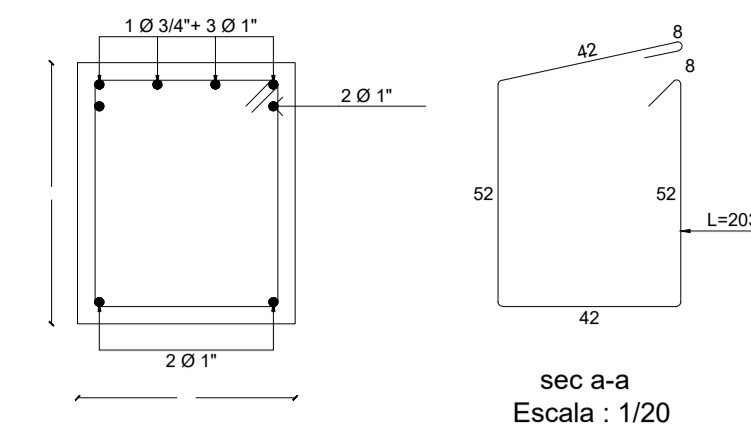


Detalle de la Viga: V-1502, V-1602
Escala : 1/50



Detalle de la Viga: V-1702, V-1802
Escala : 1/50



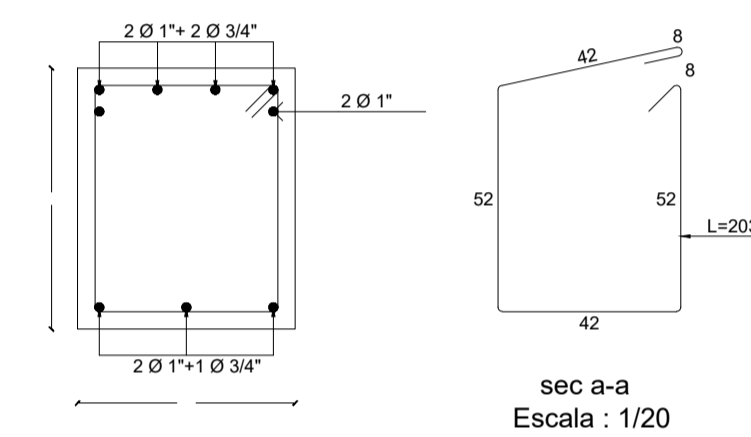


Technical drawing showing a rectangular frame with dimensions and a section view.

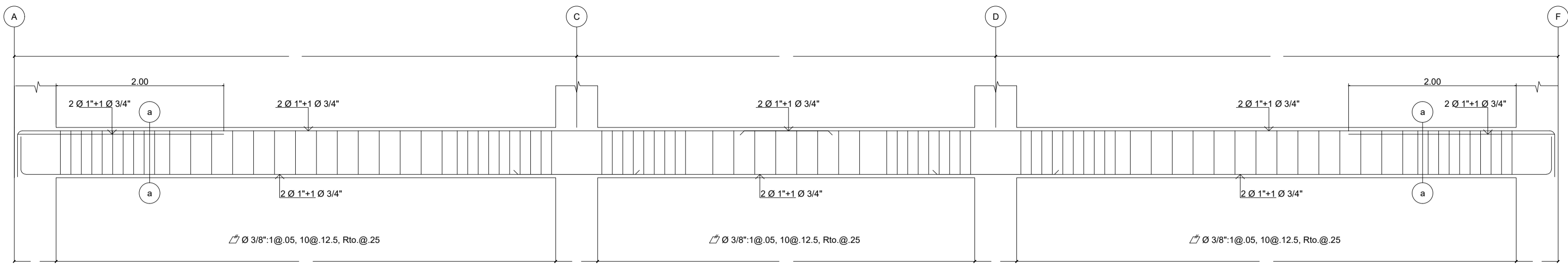
The main drawing is a rectangle with overall dimensions of 42" by 52". It features a central rectangular opening with dimensions of 40" by 40". The frame is composed of two parallel lines, with a gap of 4 Ø 1" between them. A detail callout shows a cross-section of the frame, indicating a thickness of 42" and a gap of 8".

The section view, labeled "sec a-a", shows the profile of the frame. It is a trapezoidal shape with a top width of 42", a bottom width of 42", and a height of 52". The section is cut at a distance of L=20" from the right edge. The section view shows a thickness of 8" and a gap of 42" between the two parallel lines.

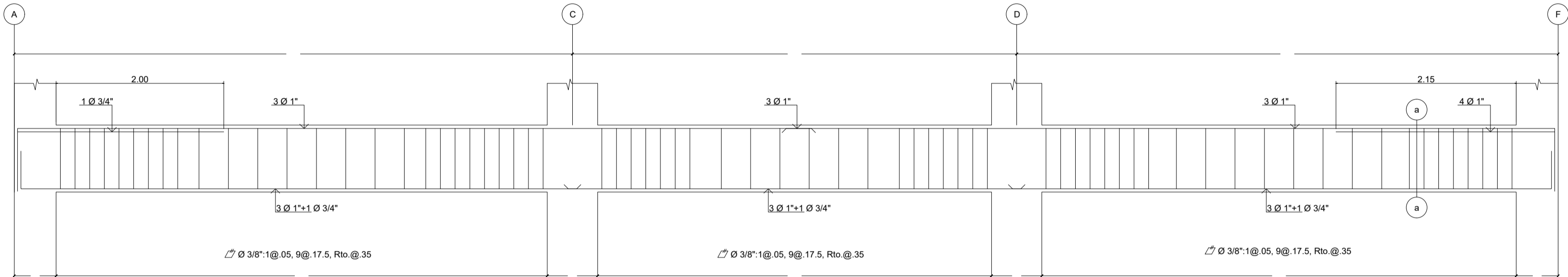
Scale: 1/20



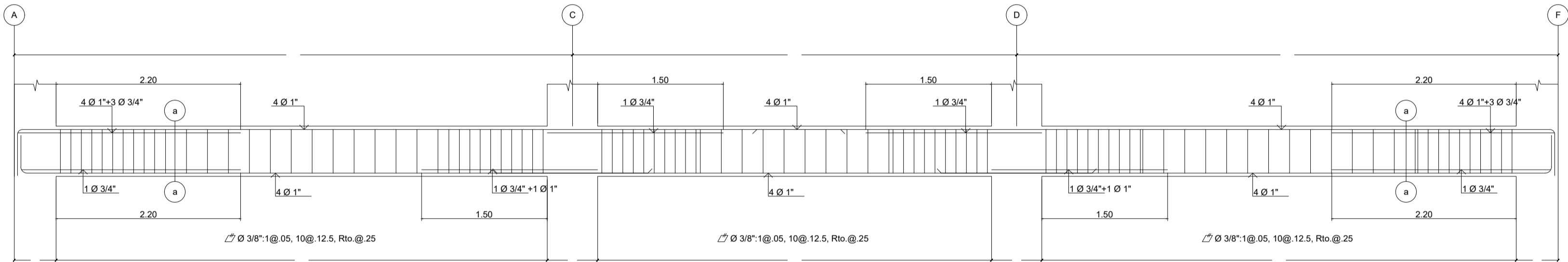
sec a-a
Escala : 1/20



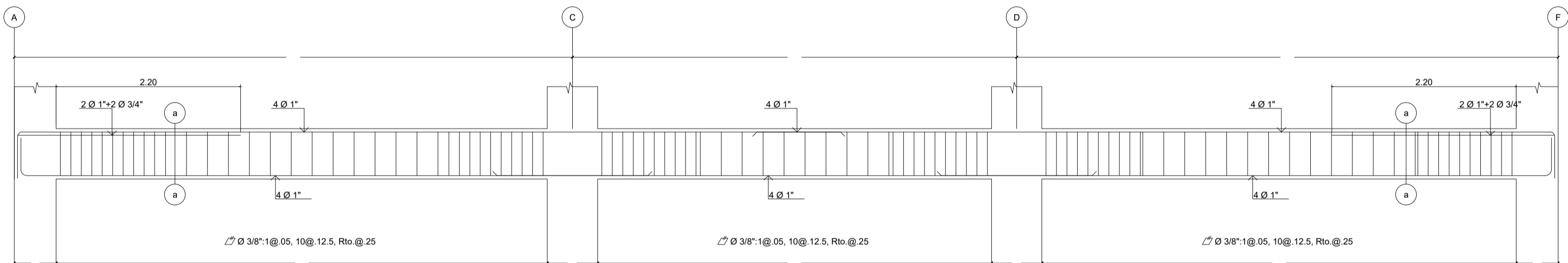
Detalle de la Viga: V-1606, V-1706, V-1806
Escala : 1/50



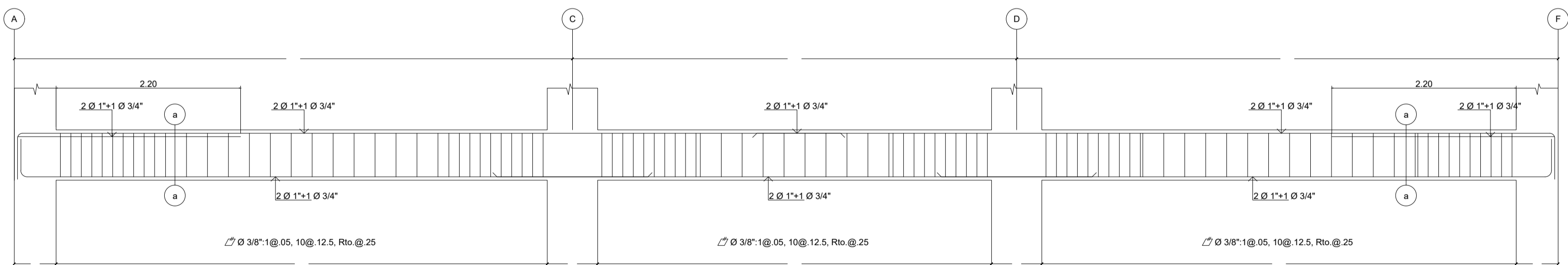
Detalle de la Viga: V-B107
Escala : 1/50



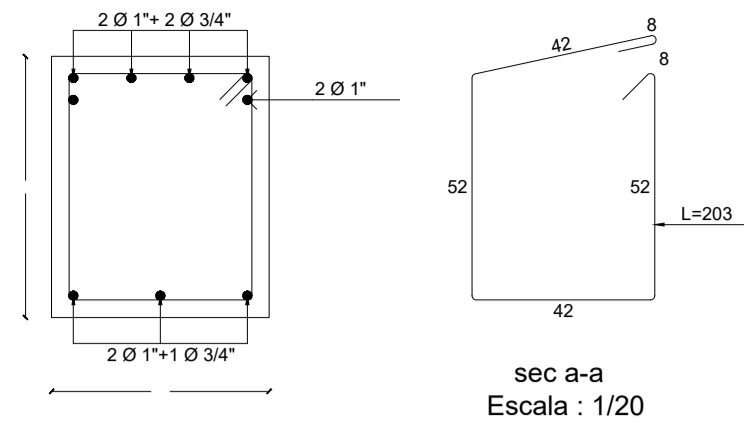
Detalle de la Viga: V-107, V-207, V-307, V-407, V-507, V-607, V-707, V-807, V-907, V-1007, V-1107, V-1207
Escala : 1/50



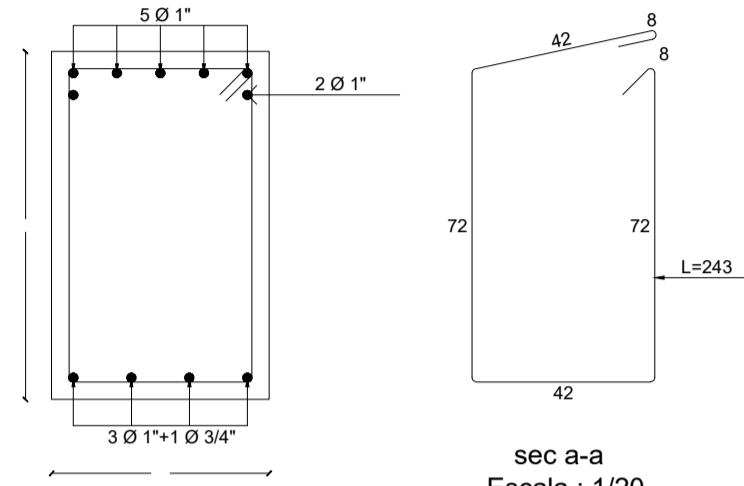
Detalle de la Viga: V-1307, V-1407, V-1507
Escala : 1/50



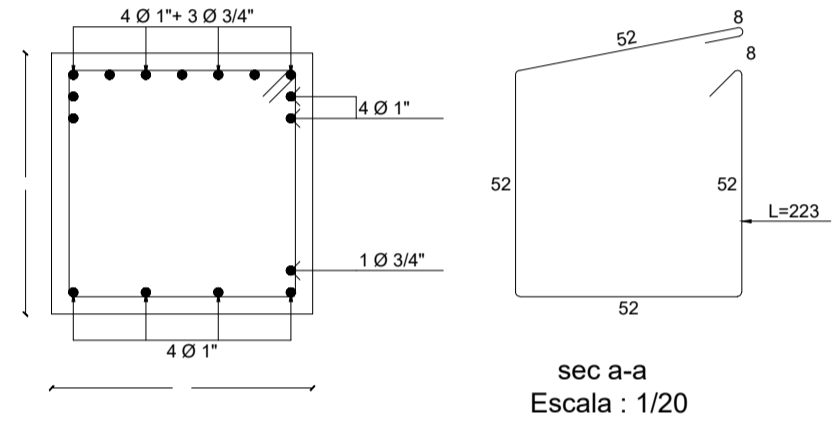
Detalle de la Viga: V-1307, V-1407, V-1507
Escala : 1/50



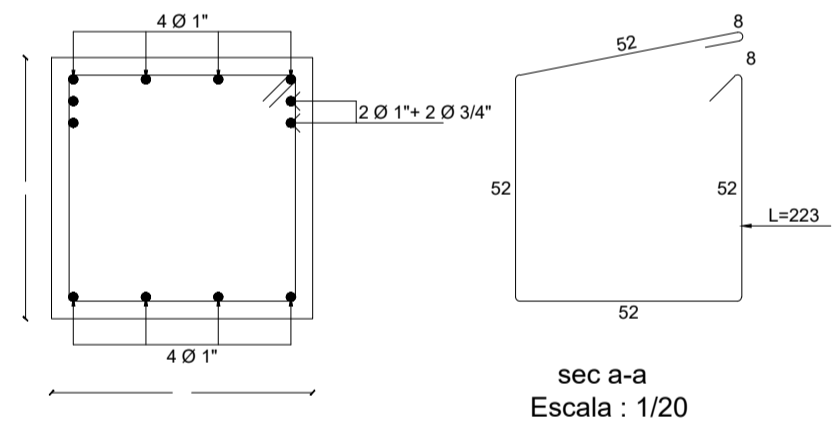
sec a-a
Escala : 1/20



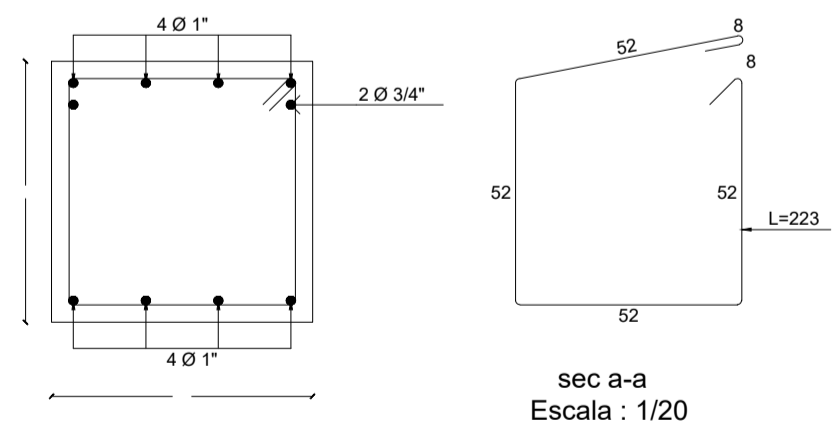
sec a-a
Escala : 1/20



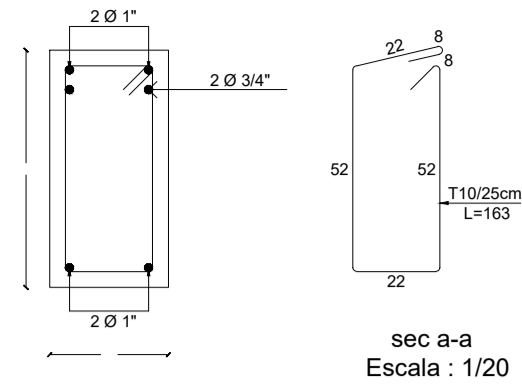
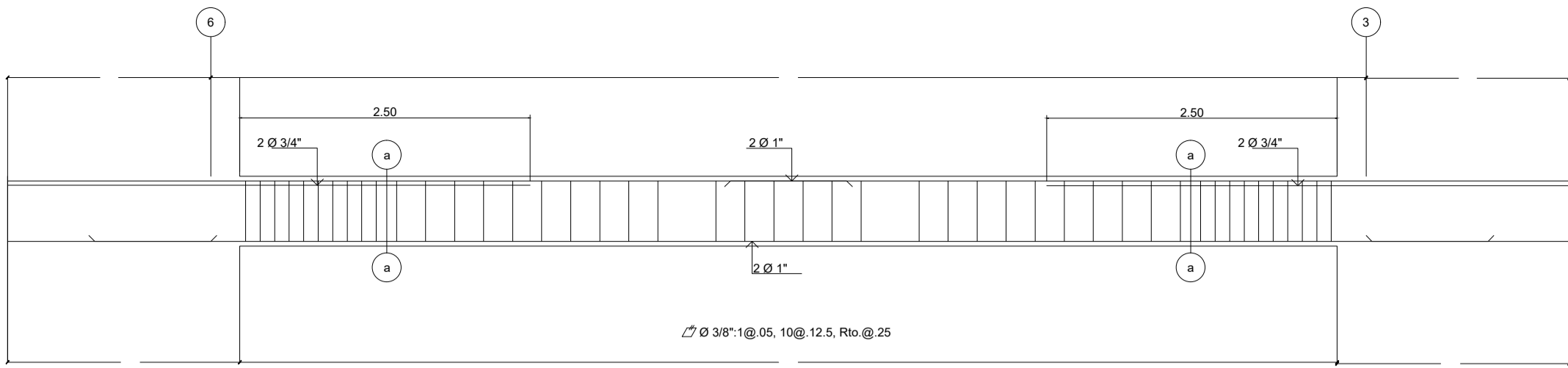
sec a-a
Escala : 1/20



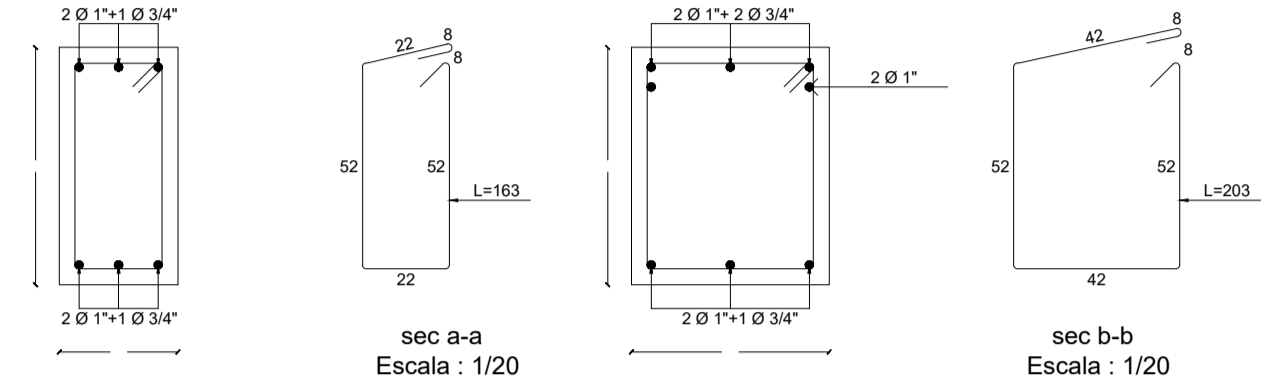
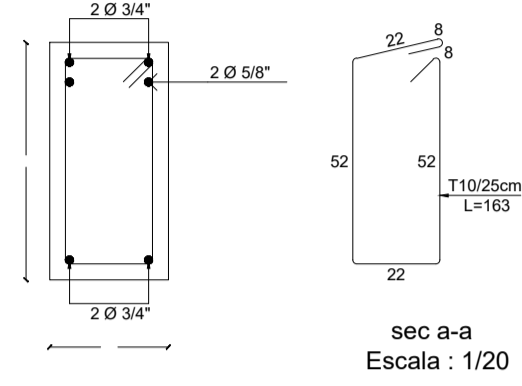
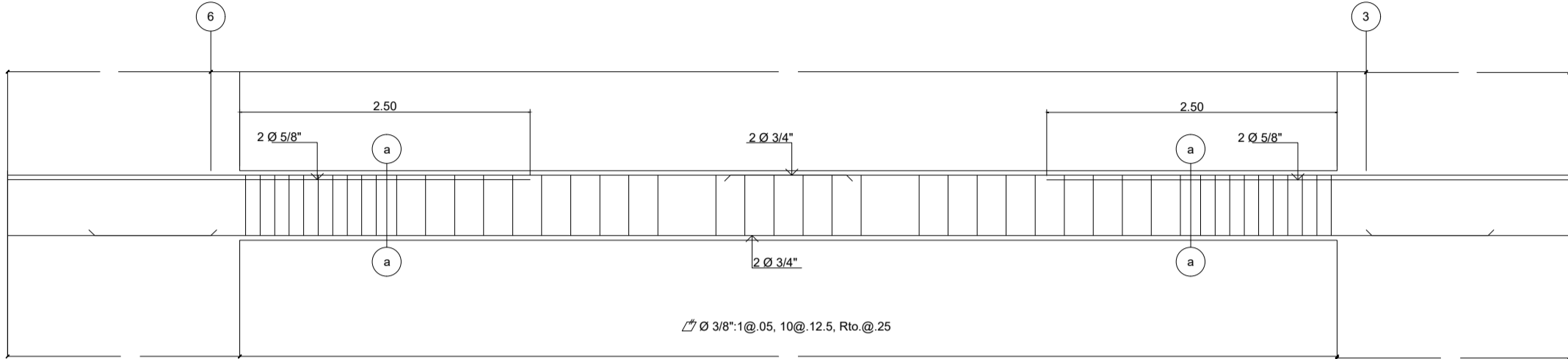
sec a-a
Escala : 1/20



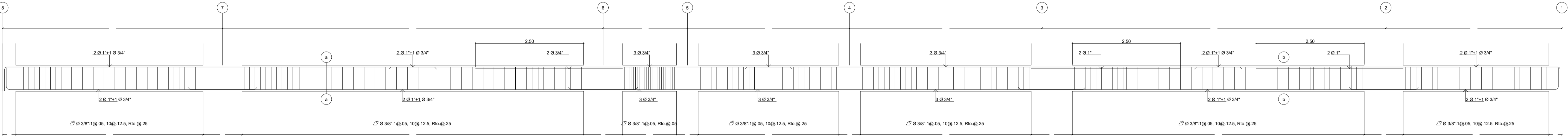
sec a-a
Escala : 1/20



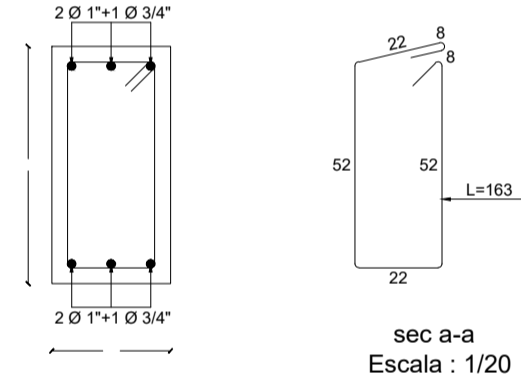
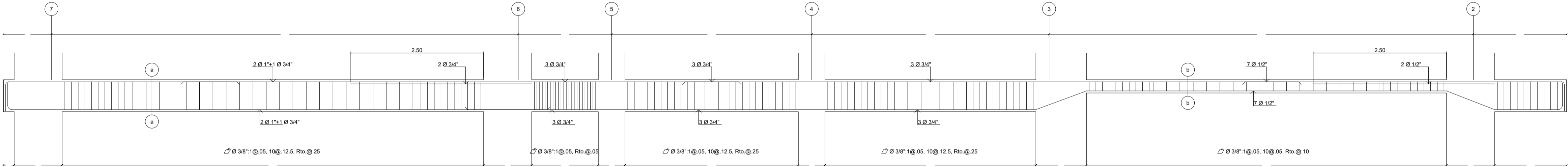
Detalle de la Viga: V-1A, V-2A
Escala : 1/50



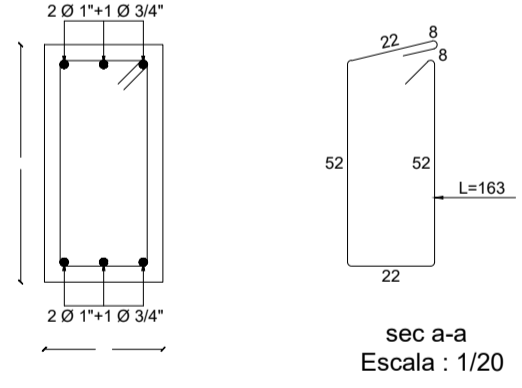
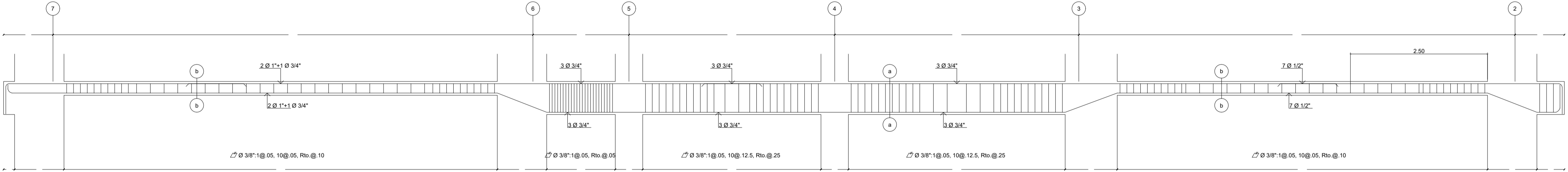
Detalle de la Viga: V-3A, V-4A, V-5A, V-6A, V-7A, V-8A, V-9A, V-10A, V-11A, V-12A, V-13A, V-14A, V-15A, V-16A, V-17A, V-18A
Escala : 1/50



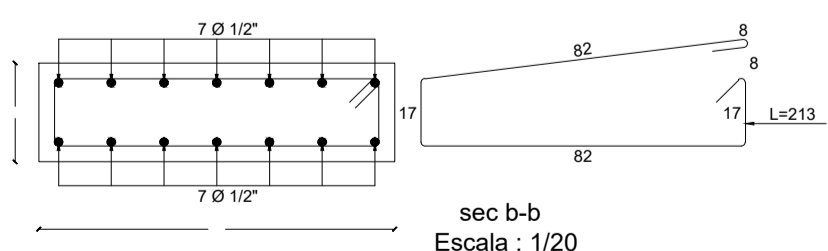
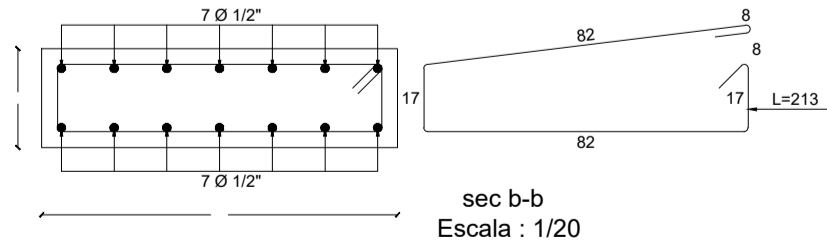
Detalle de la Viga: V-B1BC
Escala : 1/50

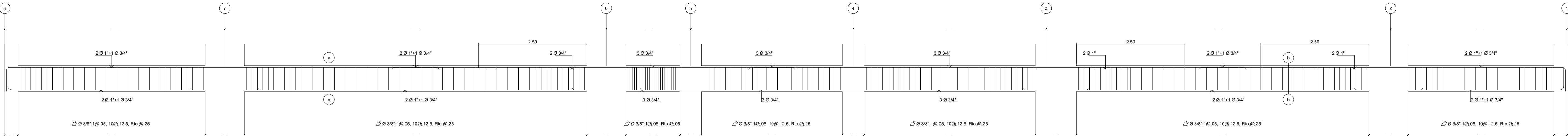


Detalle de la Viga: V-1BC
Escala : 1/50

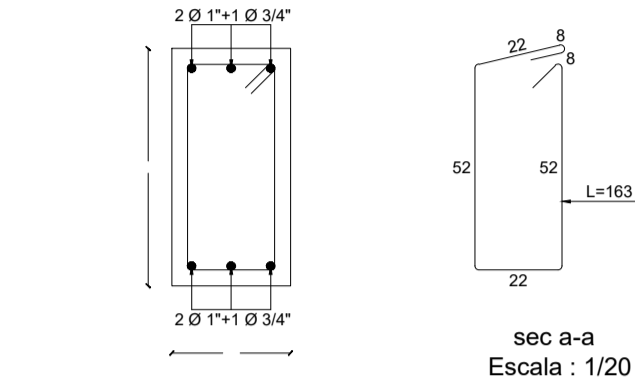
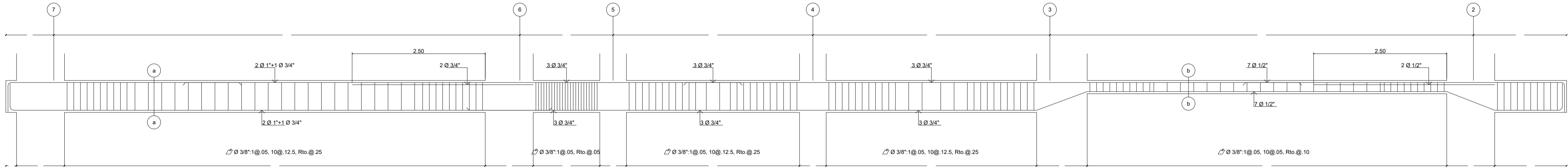


Detalle de la Viga: V-2BC, V-3BC, V-4BC, V-5BC, V-6BC, V-7BC, V-8BC, V-9BC, V-10BC, V-11BC, V-12BC, V-13BC, V-14BC, V-15BC, V-16BC, V-17BC, V-17BC, V-18BC
Escala : 1/50

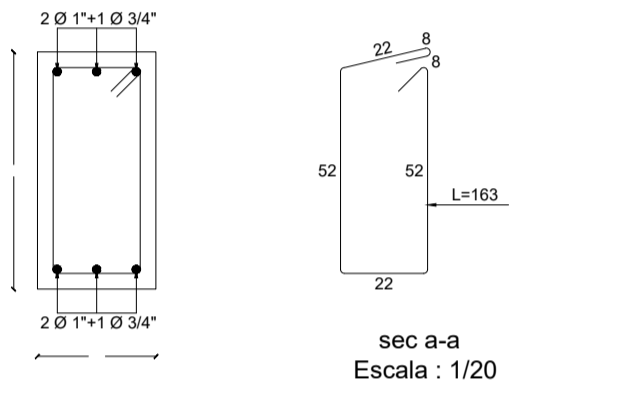
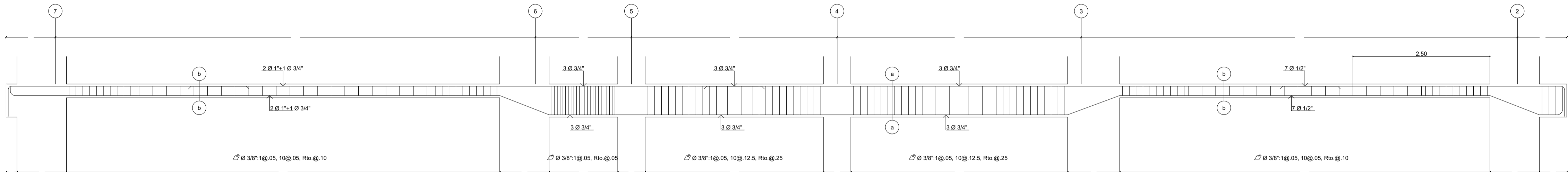




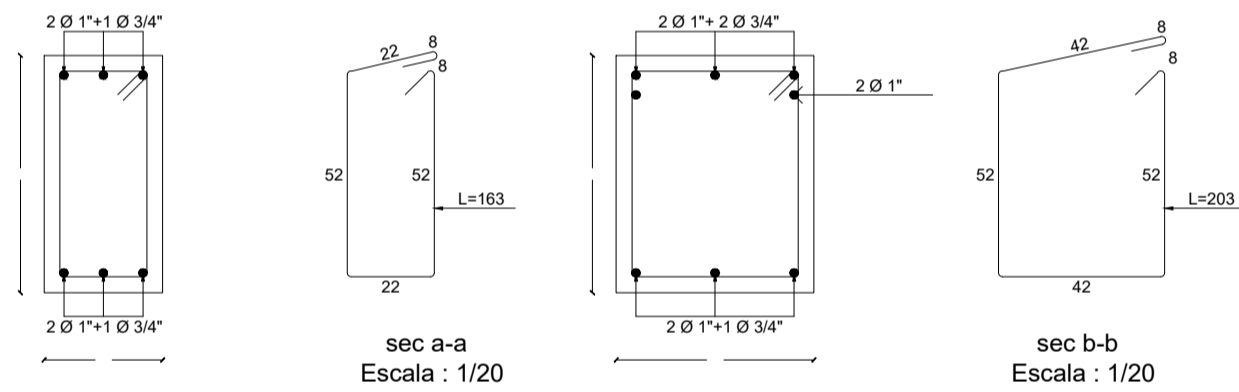
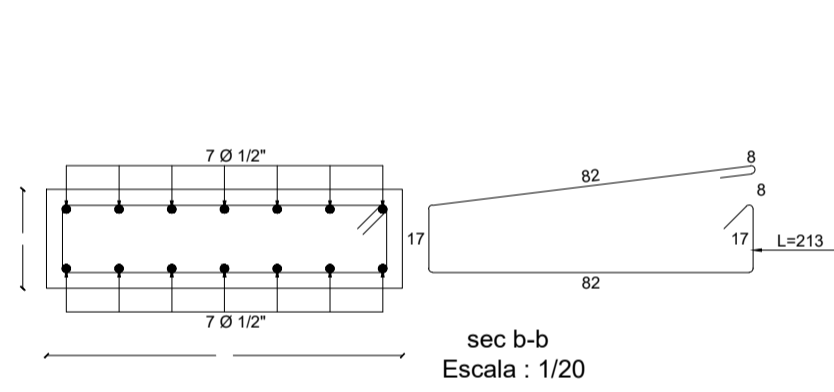
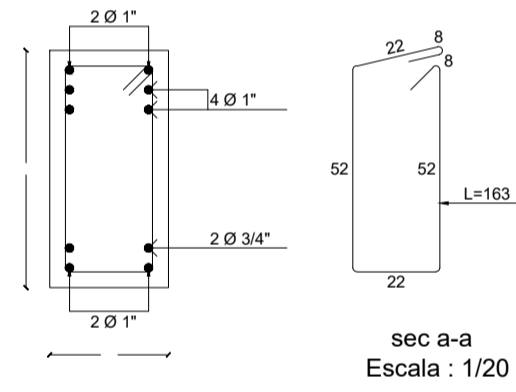
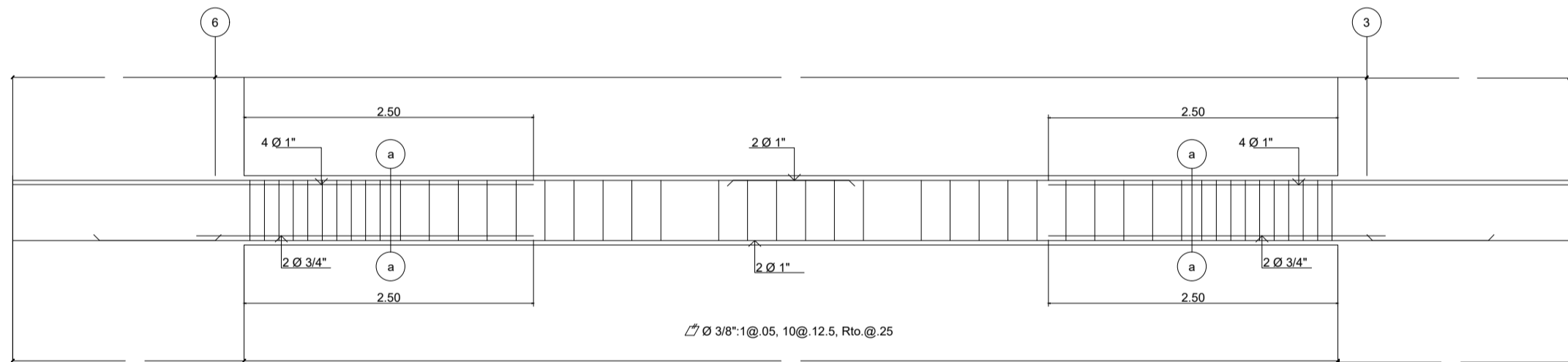
Detalle de la Viga: V-B1DE
Escala : 1/50



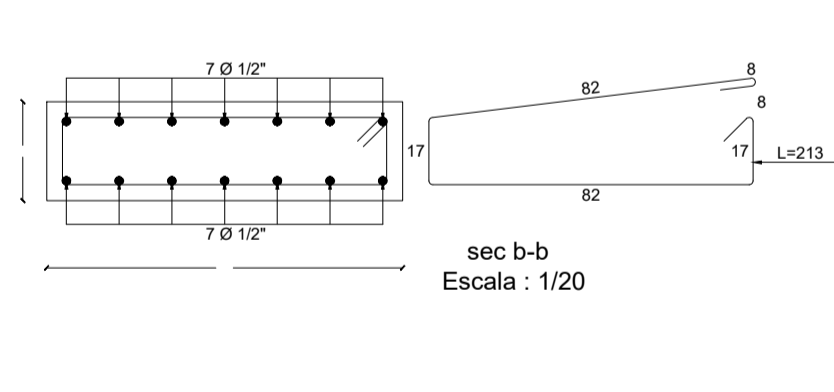
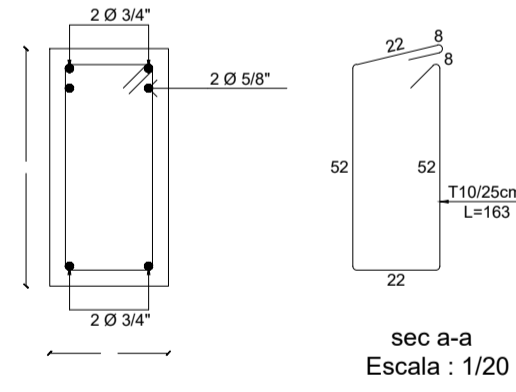
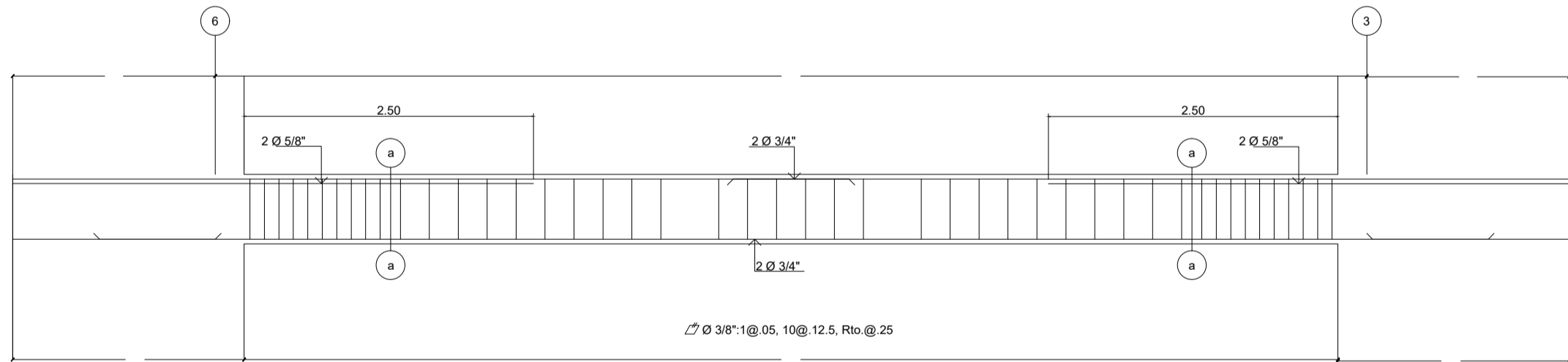
Detalle de la Viga: V-1DE
Escala : 1/50



Detalle de la Viga: V-2DE, V-3DE, V-4DE, V-5DE, V-6DE, V-7DE, V-8DE, V-9DE, V-10DE, V-11DE, V-12DE, V-13DE, V-14DE, V-15DE, V-16DE, V-17DE, V-17DE, V-18DE
Escala : 1/50

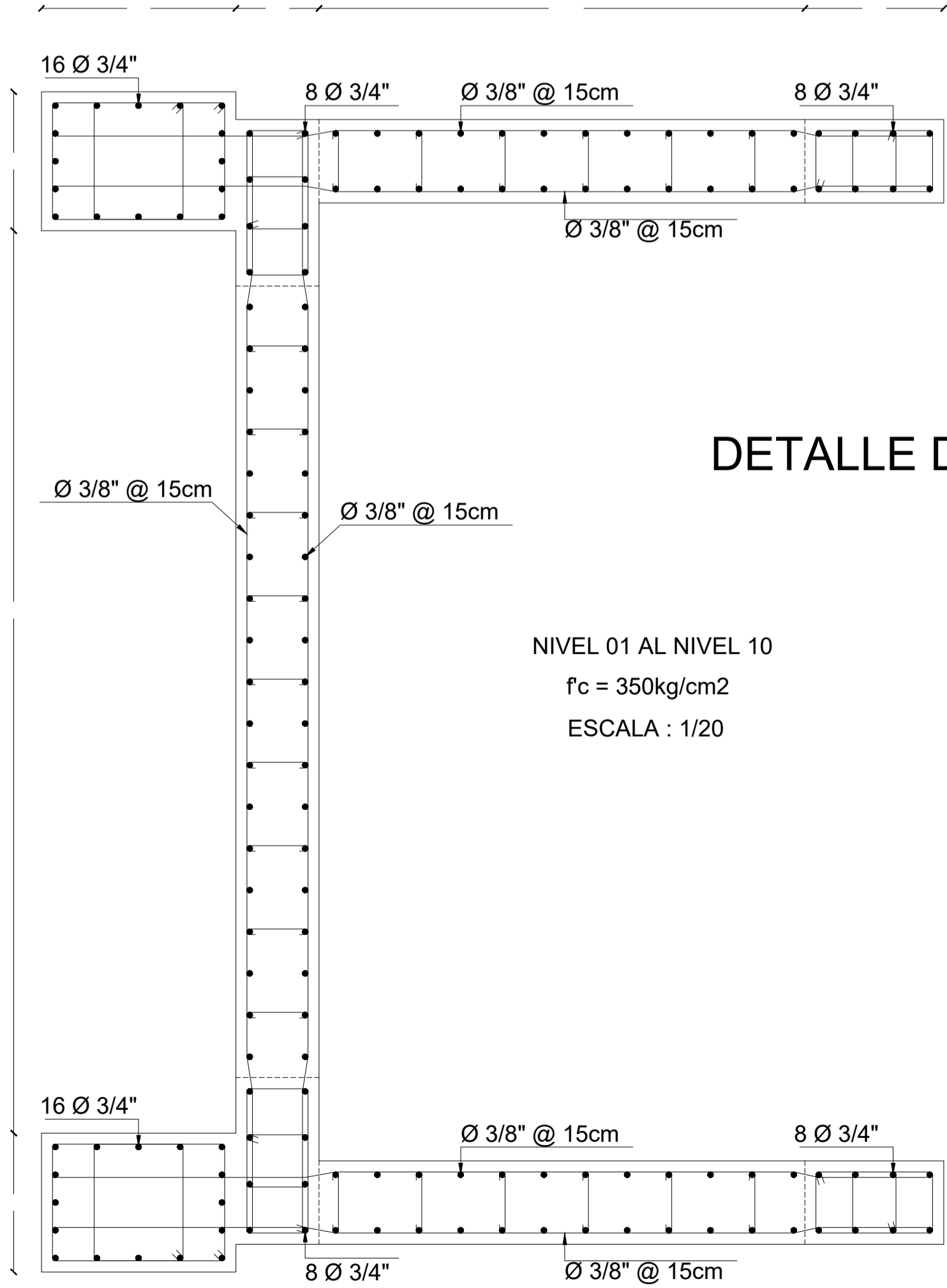


Detalle de la Viga: V-1F, V-2F
Escala : 1/50



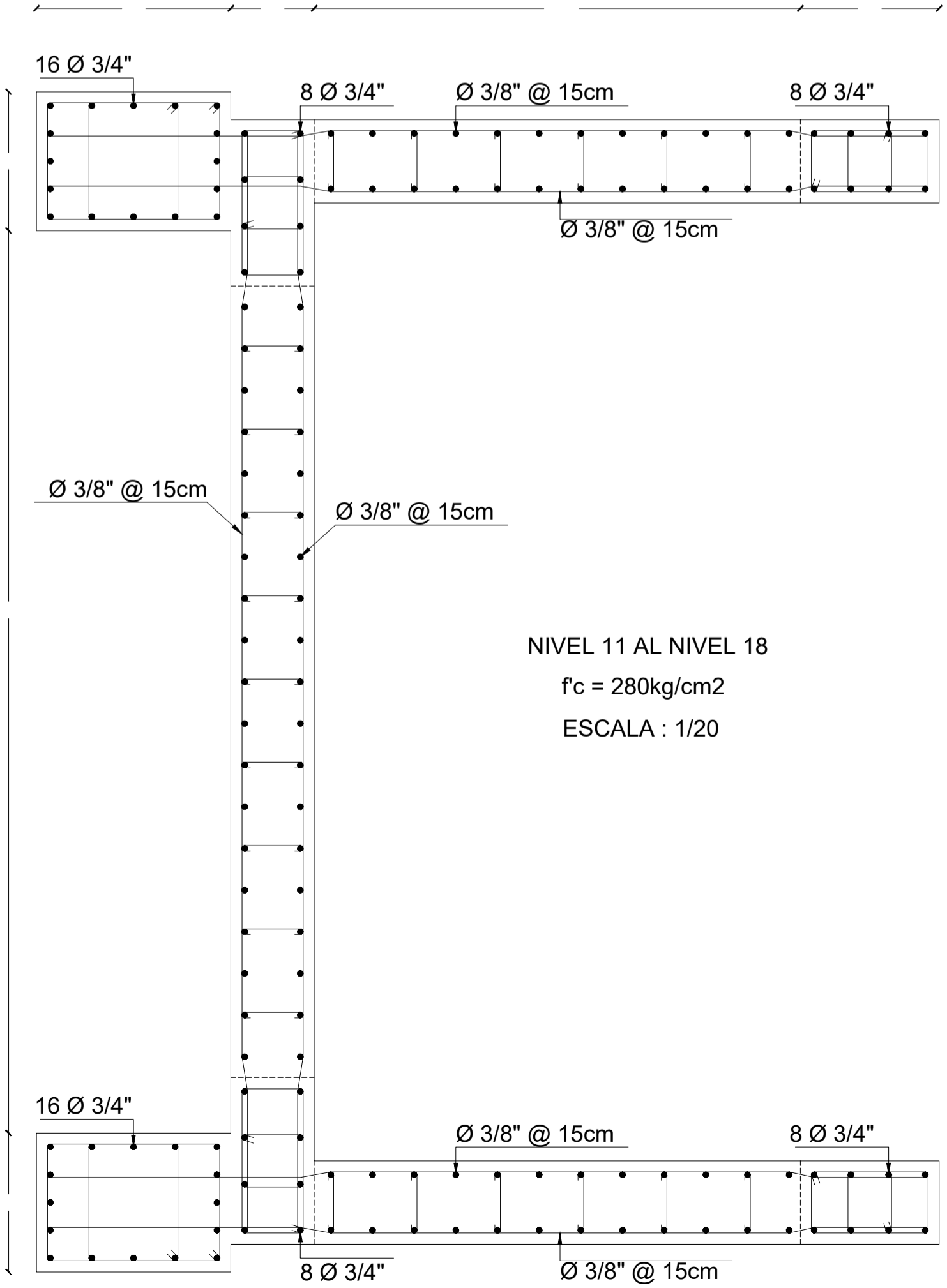
Detalle de la Viga: V-3F, V-4F, V-5F, V-6F, V-7F, V-8F, V-9F V-10F, V-11F, V-12F, V-13F, V-14F, V-15F, V-16F, V-17F, V-18F
Escala : 1/50

PISO	SOTANO 07 AL SOTANO 02		SOTANO 01 AL NIVEL 02		NIVEL 03 AL NIVEL 06		NIVEL 07 AL NIVEL 10		NIVEL 11 AL NIVEL 14		NIVEL 15 AL NIVEL 18	
COLUMNA	f _c = 350 kg/cm ²		f _c = 350 kg/cm ²		f _c = 350 kg/cm ²		f _c = 350 kg/cm ²		f _c = 280 kg/cm ²		f _c = 280 kg/cm ²	
C-01												
C-02												
C-03												
C-04												
C-05												
C-06												
C-07												



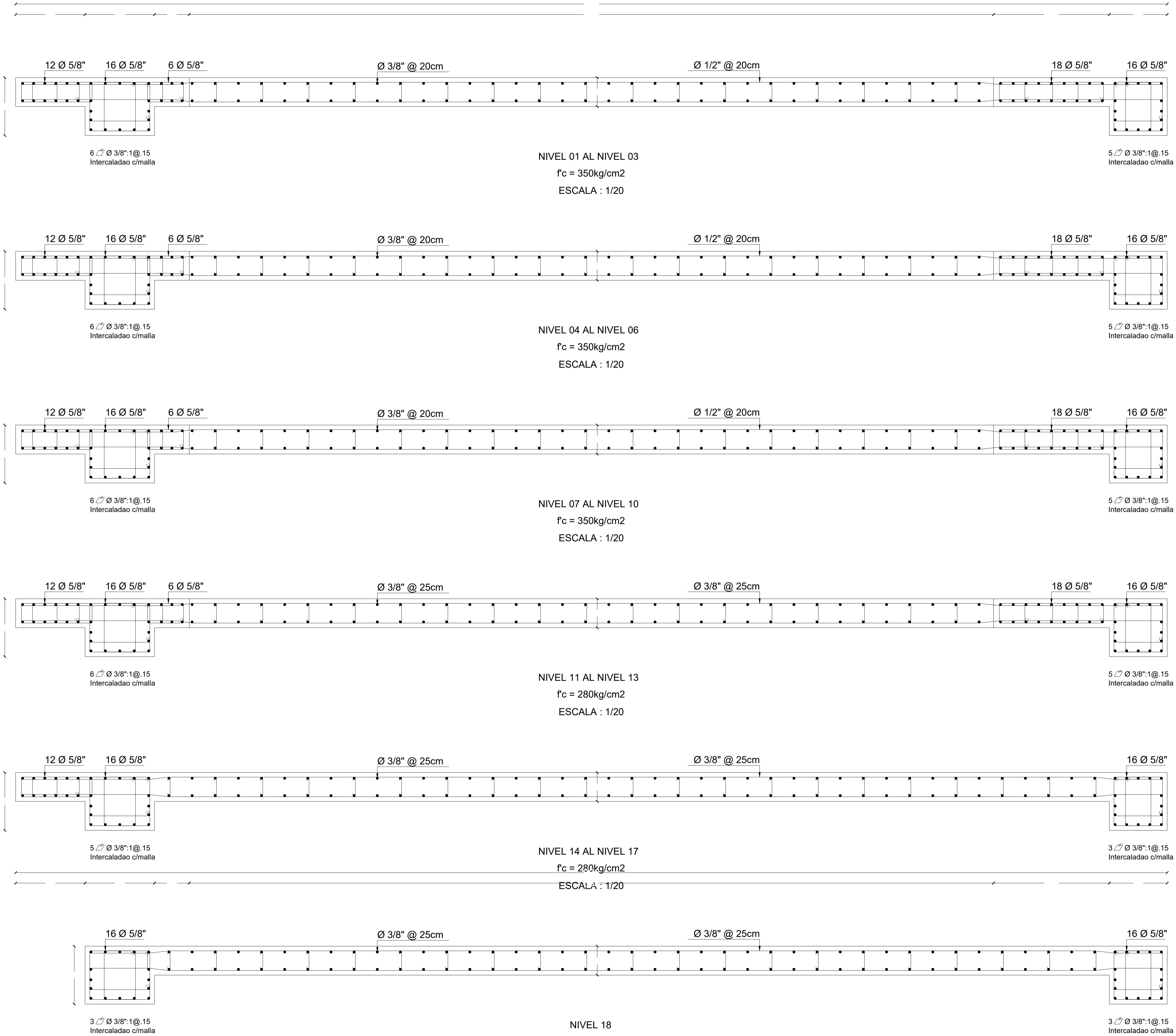
DETALLE DE ASCENSOR

NIVEL 01 AL NIVEL 10
f_c = 350kg/cm²
ESCALA : 1/20

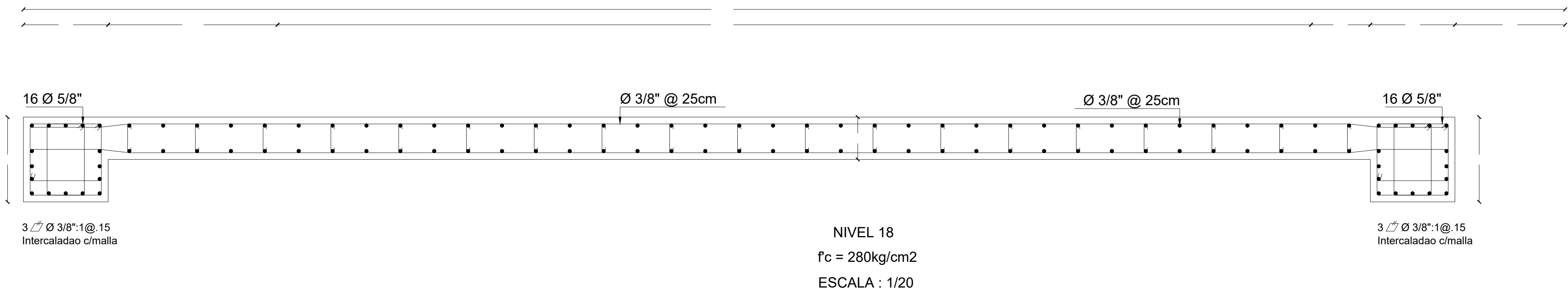
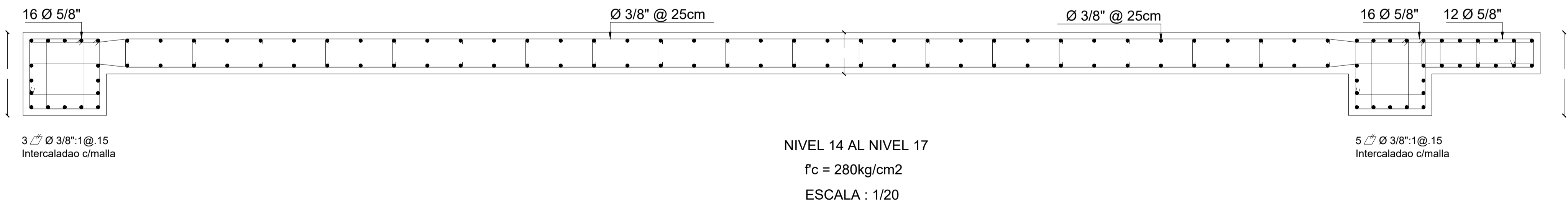
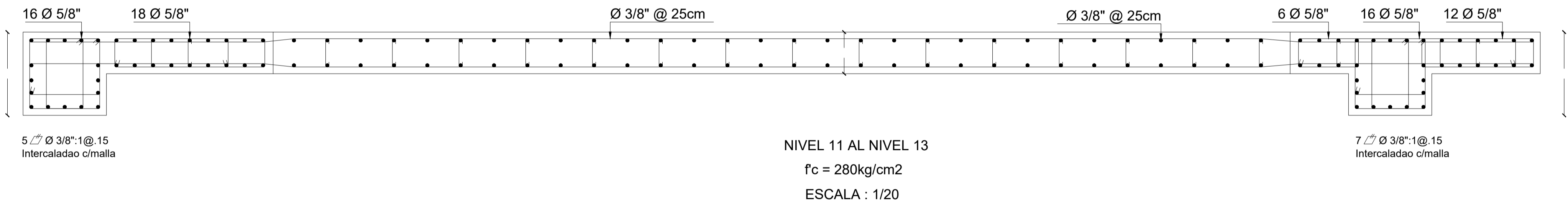
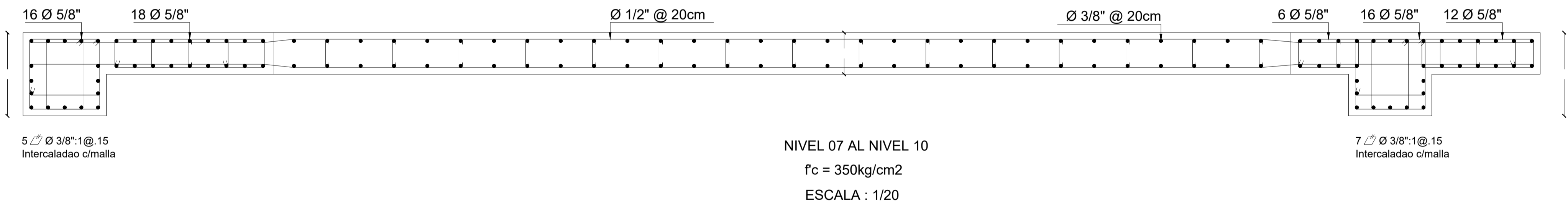
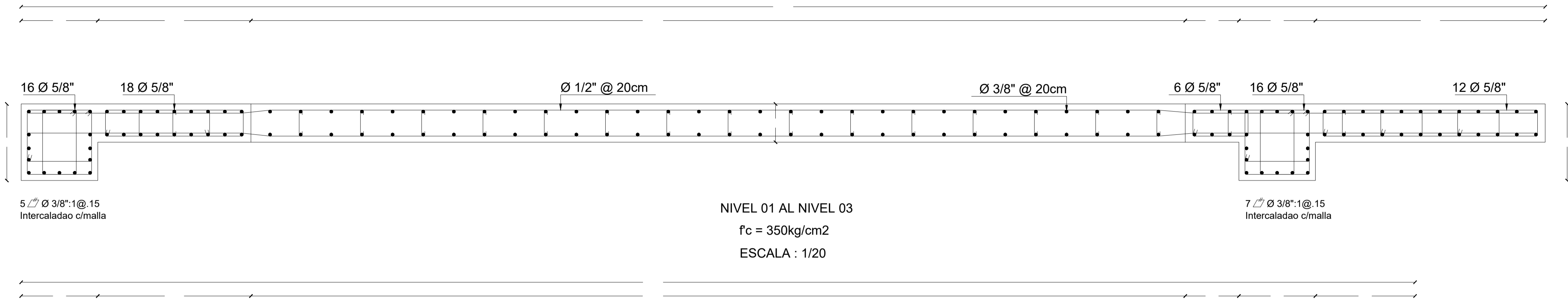


NIVEL 11 AL NIVEL 18
f_c = 280kg/cm²
ESCALA : 1/20

DETALLE DE MY-02, MY-07



DETALLE DE MY-04, MY-09





ACTA DE SUSTENTACIÓN N° 148-2024-UI-FICSA

Siendo las 10:00 am del día 27 de junio del 2024, se reunieron los miembros de jurado de la Tesis titulada: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE DIECIOCHO NIVELES Y VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”** con código N° IC-V-2022-011, y designado por Resolución Decanal Virtual N° 626-2022-UNPRG-FICSA con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis profesional antes mencionado, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO
ING. CARLOS JORGE RAMOS CHIMPEN
DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY

PRESIDENTE
SECRETARIO
VOCAL

Asesorado por MSC.ING. OVIDIO SERRANO ZELADA

El acto de sustentación fue autorizado por OFICIO VIRTUAL N° 116-2024-UIFICSA, la Tesis fue presentada y sustentada por el Bachiller: **AYAY FERNANDEZ BORYS JHOAO**, tuvo una duración de 60 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

	NUMERO	LETRAS	CALIFICATIVO
AYAY FERNANDEZ BORYS JHOAO	<u>18</u>	<u>DIECIOCHO</u>	<u>Muy BUENO</u>

Por lo que queda APTO para obtener el Título Profesional de INGENIERO CIVIL de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 11.00 a.m., del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO
PRESIDENTE

ING. CARLOS JORGE RAMOS CHIMPEN
SECRETARIO

DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY
VOCAL

MSC.ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
ASESOR





UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE SISTEMAS Y
ARQUITECTURA
UNIDAD DE INVESTIGACION



CONSTANCIA DE APROBACION DE ORIGINALIDAD DE
TESIS

Yo; Mg. Ing. OVIDIO SERRANO ZELADA, **Asesor de Tesis** del Bachiller:

- BORYS JHOAO AYAY FERNANDEZ

De la tesis titulada:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE DIECIOCHO NIVELES Y VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”

Luego de la revisión exhaustiva del documento constato que la misma tiene un índice de similitud de 15% verificable en el reporte de similitud del programa TURNITIN.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas NO CONSTITUYEN PLAGIO. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Se expide la presente según lo dispuesto en la Resolución N° 659-2020-R, de fecha 8 de setiembre de 2020 formativa para la obtención de Grados y Títulos de la UNPRG:

Lambayeque, 25 de abril del 2024

Atentamente,

MG. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
DNI: 16716243

Se adjunta Recibo digital Turnitin y Reporte de Similitudes

Tesis 2024 corregida

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%	15%	6%	5%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	vsip.info Fuente de Internet	1%
4	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1%
7	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<1%
9	idoc.pub Fuente de Internet	


Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243




Recibo digital


Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Borys Ayay Fernández
Título del ejercicio: Tesis
Título de la entrega: Tesis 2024 corregida
Nombre del archivo: TESIS_IC_AFBJ_2024_22_04.pdf
Tamaño del archivo: 6.28M
Total páginas: 156
Total de palabras: 30,555
Total de caracteres: 163,380
Fecha de entrega: 23-abr.-2024 10:15a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega... 2354337729



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS
Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

Diseño estructural de un edificio de dieciocho niveles y verificación del
desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor

Bach. Ayay Fernandez, Borys Jhoao

Asesor

Mg. Ing. Serrano Zelada, Ovidio

Lambayeque – Perú
2024

Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243