

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Evaluación del desempeño sísmico considerando interacción
suelo-estructura de la infraestructura de la Escuela Profesional de
Ingeniería de Minas, UNSCH, 2023**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Renzo Jair ARESTEGUI TACURI

ASESOR:

MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCON

AYACUCHO - PERÚ

2024

Dedicatoria

A mis padres, Gloria y Pablo, por su infinito amor y por ser mi mayor motivación para seguir adelante. A ellos, que creyeron en mi educación y apostaron por mi futuro, incluso en medio de las adversidades.

A mi hermana, por su incondicional apoyo y cariño. Que este logro sea un ejemplo de que con esfuerzo y perseverancia, todo es posible.

Agradecimientos

Al MSc. Ing. Hemerzon Lizarbe Alarcón, asesor de la presente tesis, por su dedicación y paciencia. Su dirección académica, llena de sabiduría y estímulo, ha sido fundamental para dar forma a esta investigación.

A los miembros del jurado MSc. José Ernesto Estrada Cardenas y Ing. Rolando Cisneros Ayala, por su compromiso y sus críticas constructivas que me han permitido mejorar y perfeccionar este trabajo.

A todos los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por su compromiso con la enseñanza y por haber compartido generosamente su experiencia y sabiduría. Sus lecciones y consejos han dejado una huella perdurable en mi formación profesional.

Al MSc. Ing. Carlos Perez Neyra que con su guía y consejo externo enriquecieron significativamente mi investigación.

Finalmente a todas las personas que, de una u otra manera, han contribuido a la realización de esta tesis. Su apoyo y confianza en mi trabajo me han motivado a dar lo mejor de mí.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, SETIEMBRE DE 2024

BACH. RENZO JAIR ARÉSTEGUI TACURI

Resumen

El análisis del desempeño sísmico de estructuras esenciales es importante para mejorar la seguridad en zonas propensas a terremotos. En Perú, la normativa E.030, que ofrece métodos de análisis lineal, no incorpora un enfoque basado en el desempeño ante diferentes niveles de amenaza sísmica ni una metodología adecuada para integrar la flexibilidad en los sistemas de cimentación. En esta investigación se evalúa el desempeño estructural mediante un análisis estático no lineal, considerando un modelo con base empotrada y otro con interacción suelo-estructura (ISE), aplicado al módulo 01-B de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

Para evaluar la influencia de la incorporación de la interacción suelo-estructura en el desempeño estructural, se determinaron los desplazamientos objetivo mediante el método de coeficientes, y se analizaron los efectos inerciales y cinemáticos de acuerdo con los lineamientos establecidos en la norma ASCE/SEI 41-17. Para lograr una mayor precisión y exhaustividad en la evaluación, se incorporó la ISE en la determinación del desempeño.

Los resultados indican que debido a la incorporación de la interacción suelo-estructura se generó una variación del nivel de desempeño de la edificación analizada en la dirección x-x; además, esta incorporación modificó la curva de capacidad, los espectros de pseudoaceleración, los puntos de desempeño y el nivel de desempeño de la estructura analizada con base empotrada. Se concluye que, para las condiciones en las que se encuentra nuestra edificación, el nivel de desempeño para el modelo con base empotrada es más conservador que el obtenido con el modelo de interacción suelo-estructura.

Palabras clave : Análisis estático no lineal , interacción suelo-estructura, desempeño estructural, curva de capacidad.

Abstract

Analysis of the seismic performance of critical structures is important to improve safety in earthquake-prone areas. In Peru, the E.030 standard, which provides linear analysis methods, does not incorporate a performance-based approach to different levels of seismic hazard or an adequate methodology for integrating flexibility into foundation systems. In this research, the structural performance is evaluated by means of a non-linear static analysis, considering a model with embedded foundation and another with soil-structure interaction (SSI), applied to the 01-B module of Mining Engineering of the National University San Cristobal de Huamanga.

To assess the influence of incorporating soil-structure interaction on structural performance, target displacements were determined using the coefficient method, and inertial and kinematic effects were analysed according to the guidelines set out in ASCE/SEI 41-17. For greater accuracy and completeness of the assessment, the ISE was incorporated into the performance determination.

The results indicate that due to the incorporation of the soil-structure interaction, a variation of the performance level of the analysed building was generated in the x-x direction; Furthermore, this incorporation modified the capacity curve, the pseudo-acceleration spectra, the performance points and the performance level of the analysed structure with embedded base. It is concluded that, for the conditions in which our building is located, the performance level for the embedded base model is more conservative than that obtained with the soil-structure interaction model.

keywords : Non-linear static analysis, soil-structure interaction, structural performance, capacity curve.

Introducción

En los últimos años viene tomando relevancia la evaluación del desempeño de una estructura en la cual se viene utilizando métodos analíticos avanzados que permiten determinar un comportamiento estructural más preciso y realista. La determinación del desempeño de una estructura es crucial para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes. Este tipo de análisis se diferencia del estudio lineal tradicional en su capacidad para considerar las no linealidades geométricas y de material, proporcionando una visión más realista y precisa del comportamiento de las estructuras.

El desempeño sísmico de una estructura se refiere a cómo esta responde durante y después de un evento sísmico, evaluando la capacidad de la estructura para mantener su integridad y funcionalidad. Los aspectos clave que se toman en cuenta para evaluar el desempeño sísmico son: Resistencia Estructural, Ductilidad, Rigidez y Funcionamiento Post-Sísmico.

El código de diseño de la norma peruana carece de una metodología para la evaluación del desempeño frente a diferentes demandas sísmicas; de la misma manera carece de criterios para describir el comportamiento conjunto del suelo y las estructuras que se apoyan sobre él. Por ello, la presente investigación se enfoca en obtener el desempeño de la infraestructura de Ingeniería de Minas mediante un análisis estático no lineal considerando la interacción suelo-estructura (ISE) .

La investigación tiene como objetivo principal incorporar la interacción suelo-estructura en el análisis no lineal estático, con el fin de lograr una evaluación más integral y precisa del desempeño de la infraestructura en Ingeniería de Minas, siguiendo los lineamientos establecidos en las normativas ASCE/SEI 41-17, FEMA P-2091, SEAOC VISION 2000 y ATC-40. La integración del análisis no lineal estático y la interacción suelo-estructura proporcionan una visión más precisa del comportamiento global del sistema, mejorando así la seguridad y eficacia del diseño. Este enfoque combinado proporciona una comprensión profunda y aplicada de estos métodos.

Para la obtención de los resultados en esta tesis, se evaluará la curva de capacidad y los espectros de pseudoaceleración, los cuales son fundamentales para determinar los puntos de desempeño mediante el método de coeficientes establecido en la norma ASCE/SEI 41-17; estos parámetros son determinados para un modelo con base empotrada y otra con la incorporación de la ISE para finalmente compararlas. Se determinarán los efectos inerciales y cinemáticos de la interacción suelo-estructura (ISE) con el objetivo de analizar la variación de los espectros. A fin de garantizar la confiabilidad de los resultados y en cumplimiento del apartado 30.2.2

de la norma E.030, se procederá a la calibración de los modelos inelásticos a través de un ensayo experimental extraído de revistas internacionales, en el cual se analizarán tanto un modelo de rótulas concentradas como un modelo basado en fibras. Finalmente, se utilizará el modelo que mejor represente el comportamiento observado en el ensayo.

Se presenta un breve resumen de la estructura de la tesis, explicando qué se abordará en cada capítulo o sección.

■ **Capítulo 1: Planteamiento del problema**

En este capítulo se abordan las secciones correspondientes a la descripción, delimitación y formulación del problema, así como la justificación, importancia, limitaciones y objetivos, donde se define y describe el problema central que impulsa la investigación. Este constituye el punto de partida fundamental para el desarrollo del estudio.

■ **Capítulo 2: Marco Teórico**

Se desarrollan antecedentes, base teórica donde se proporcionan una base conceptual sólida sobre la cual se apoya esta investigación, se otorga las herramientas conceptuales y teóricas que guiarán el análisis y la interpretación de los resultados.

■ **Capítulo 3: Metodología de Investigación**

En este capítulo se va a desarrollar el estudio, definiendo el enfoque, los métodos, los instrumentos y los procedimientos que se utilizarán para recolectar y analizar los datos.

■ **Capítulo 4: Evaluación del desempeño estructural**

En este capítulo se realiza el desarrollo de la tesis, se toma como un capítulo específico para el desarrollo de manera detallada de la evaluación del desempeño de la edificación en análisis.

■ **Capítulo 5: Resultados**

Esta parte de la tesis se enfoca en mostrar los hallazgos derivados de la aplicación de los métodos descritos en la sección de metodología.

■ **Capítulo 6: Conclusiones y recomendaciones**

En este capítulo se sintetiza los hallazgos más importantes de la investigación y se propondrá acciones o sugerencias basadas en los resultados obtenidos.

■ **Referencias bibliográficas**

Se detalla todas las fuentes de información que se han consultado y citado a lo largo del trabajo de investigación.

■ **Anexos**

En esta se incluye información complementaria o de apoyo que no es fundamental para el desarrollo directo del texto principal.

Índice General

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Resumen	iv
Abstract	v
Introducción	vi
Índice General	viii
Índice de Figuras	xii
Índice de Tablas	xv

Capítulo I

Planteamiento del Problema	1
1.1. Descripción del problema	1
1.2. Delimitación del problema	3
1.2.1. Espacial (geográfica)	3
1.2.2. Temporal	3
1.2.3. Temática y unidad de análisis	3
1.3. Formulación del problema	3
1.3.1. Problema general	4
1.3.2. Problemas específicos	4
1.4. Justificación e importancia	4
1.5. Limitaciones de la investigación	6
1.6. Objetivos	6
1.6.1. Objetivo general	6
1.6.2. Objetivos específicos	6

Capítulo II

Marco Teórico	8
2.1. Antecedentes	8
2.1.1. Investigaciones internacionales	8
2.1.2. Investigaciones nacionales	9
2.2. Bases teóricas	11
2.2.1. Representación del comportamiento no lineal	11
2.2.1.1. Modelos constitutivos	11
2.2.1.2. Diagrama Momento - Curvatura	13
2.2.1.3. Relación Momento - Giro	14
2.2.1.4. Modelo no lineal de elementos estructurales	15
2.2.2. Representación de la demanda sísmica	16
2.2.2.1. Niveles de amenaza sísmica	17
2.2.2.2. Espectro de Demanda Sísmica	17

2.2.3. Análisis de respuesta estructural	18
2.2.3.1. Análisis estático no lineal	18
2.2.3.2. Curva de capacidad	20
2.2.3.3. Cálculo del punto de desempeño	21
2.2.4. Ingeniería sísmica orientada al cumplimiento de objetivos de desempeño estructural	24
2.2.4.1. Desempeño sísmico	24
2.2.4.2. Niveles de desempeño sísmico	25
2.2.4.3. Objetivos de desempeño	28
2.2.5. Interacción suelo-estructura	30
2.2.6. Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura	31
2.2.6.1. Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	31
2.2.6.2. Modelo de la norma ASCE/SEI 41-17	33
Capítulo III	
Método de la Investigación	39
3.1. Enfoque	39
3.2. Alcance	39
3.3. Diseño de investigación	39
3.4. Población y muestra	40
3.4.1. Población	40
3.4.2. Muestra del estudio	40
3.5. Hipótesis	40
3.5.1. Hipótesis general	40
3.5.2. Hipótesis específicas	40
3.6. Operacionalización de variables	41
3.6.1. Variables	41
3.6.2. Indicadores	41
3.7. Técnicas e instrumentos	42
Capítulo IV	
Evaluación del desempeño estructural	43
4.1. Identificación de la zona de estudio	43
4.2. Descripción global del edificio de estudio	44
4.2.1. Propiedad de los materiales	46
4.2.2. Cargas de gravedad	46
4.2.3. Elementos estructurales de la edificación	47
4.2.3.1. Vigas	47
4.2.3.2. Columna	48
4.2.3.3. Zapatas y cimientos corridos	49
4.3. Calibración del comportamiento no lineal	50
4.3.1. Comparación entre el modelo numérico y resultado experimental	50
4.3.1.1. Representación física experimental	50
4.3.1.2. Simulación computacional	52

4.4. Análisis estático no lineal	55
4.4.1. Modelo inelástico de los materiales	56
4.4.2. Modelo inelástico de los elementos estructurales	57
4.4.2.1. Vigas	57
4.4.2.2. Columna	58
4.4.3. Patrón de cargas laterales y de gravedad	58
4.4.4. Niveles de amenaza sísmica	59
4.4.5. Curva de capacidad	60
4.4.6. Evaluación del desempeño	62
4.4.6.1. Punto de desempeño	62
4.4.6.2. Evaluación del desempeño según ASCE/SEI 41-17	65
4.5. Incorporación de la interacción suelo-estructura	67
4.5.1. Interacción Inercial	68
4.5.1.1. Calculo de amortiguamiento de la cimentación	71
4.5.2. Interacción Cinemática	72
4.5.3. Calculo debido a la conexión en la cimentación	72
4.5.4. Calculo debido a la profundidad de la cimentación	73
4.5.5. Niveles de amenaza sísmica con ISE	73
4.5.6. Curva de capacidad con ISE	75
4.5.7. Evaluación del desempeño con ISE	76
4.5.7.1. Punto de desempeño con ISE	76
4.5.7.2. Evaluación del desempeño según ASCE/SEI 41-17 incorporando ISE	79
Capítulo V	
Resultados y discusión	81
5.1. Análisis de resultados	81
5.1.1. Hipótesis general	81
5.1.1.1. Evaluación del desempeño	81
5.1.2. Hipótesis específico 1	83
5.1.2.1. Curva de Capacidad	83
5.1.3. Hipótesis específico 2	87
5.1.3.1. Efecto Inercial	87
5.1.3.2. Efecto Cinemático	87
5.1.4. Hipótesis específico 3	88
5.1.4.1. Espectro de Seudoaceleración	88
5.1.5. Hipótesis específico 4	96
5.1.5.1. Comparación de los puntos de desempeño según el ASCE 41-17	96
Capítulo VI	
Conclusiones	99
Conclusiones	99
Recomendaciones	100
Trabajos futuros	100

Referencias bibliográficas	101
Interacción Suelo-Estructura	101
Análisis no Lineal Estático	102
Otros	105
Glosarios	106
Lista de Acrónimos	107
Símbolos	108
 Anexo A	
Determinación de los puntos de desempeño	110
A.1. Punto de desempeño modelo empotrado	110
A.1.1. Análisis en la dirección X-X	110
A.1.2. Análisis en la dirección Y-Y	114
A.2. Punto de desempeño modelo con interacción suelo-estructura	118
A.2.1. Análisis en la dirección X-X con ISE	118
A.2.2. Análisis en la dirección Y-Y con ISE	122
 Anexo B	
Panel fotográfico	126
 Anexo C	
Información del expediente técnico	129
C.0.3. Estudio de mecánica de suelos (EMS)	130
C.0.4. Planos Estructurales	137

Índice de Figuras

Figura 1	Desglose de costos de oficinas, hoteles y hospitales.....	2
Figura 2	Modelo para el concreto confinado y no confinado.....	12
Figura 3	Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación.....	13
Figura 4	Diagrama momento-curvatura.....	14
Figura 5	Curvatura y Rotación de un elemento.....	15
Figura 6	Diagrama Momento-Rotación simplificado.....	15
Figura 7	Modelos inelásticos de elementos estructurales.....	16
Figura 8	Tipos de análisis de la respuesta estructural.....	18
Figura 9	Secuencia del proceso de análisis pushover.....	19
Figura 10	Esquema del proceso de obtención de la curva de capacidad.....	20
Figura 11	Curva idealizada fuerza-desplazamiento.....	22
Figura 12	Objetivos de desempeño sísmico.....	29
Figura 13	Esquema espacial de cálculo de la cimentación.....	30
Figura 14	Interacción cinemática e inercial.....	33
Figura 15	Ubicación de la estructura de Ingeniería de Minas.....	43
Figura 16	Plano estructural en planta.....	44
Figura 17	Plano estructural en planta - módulo 01.....	45
Figura 18	Sección transversal de vigas de concreto armado.....	47
Figura 19	Detalle de columnas de concreto armado - 1er piso.....	48
Figura 20	Detalle de columnas de concreto armado - 2do piso.....	48
Figura 21	Detalle de columnas tapa-sol.....	49
Figura 22	Modelo experimental analizado.....	50
Figura 23	Dimensiones y detallado de elementos estructurales.....	51
Figura 24	Carga lateral vs. Desplazamiento del segundo piso.....	52
Figura 25	Leyes uniaxiales esfuerzo-deformación del pórtico calibrado.....	52
Figura 26	Modelo no lineal tipo fibra.....	53
Figura 27	Resultados de la calibración del pórtico de concreto armado considerando diversos modelos inelásticos.....	53
Figura 28	Curva de capacidad obtenido con un análisis estático no lineal.....	55
Figura 29	Modelo constitutivo del concreto - Mander.....	56
Figura 30	Modelo constitutivo del acero de refuerzo - Park y Paulay.....	57
Figura 31	Asignación de fibras en vigas.....	57
Figura 32	Asignación de fibras en columnas.....	58
Figura 33	Aplicación de cargas de gravedad y laterales según el ASCE/SEI 41-17 ...	59
Figura 34	Espectros de aceleración.....	60
Figura 35	Casos de carga de tipo lineal no estático en ambas direcciones.....	60
Figura 36	Curva de Capacidad en la dirección X-X – modelo empujado.....	61
Figura 37	Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – modelo empujado.....	61
Figura 38	Curvas de Capacidad del módulo 01-B.....	62
Figura 39	Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo máximo.....	64
Figura 40	Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo máximo.....	64

Figura 41	Modelo computacional elaborado en el software ETABS	65
Figura 42	Desempeño Sísmico en la dirección X-X según ASCE/SEI 41-17	66
Figura 43	Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según ASCE/SEI 41-17	66
Figura 44	Vista en planta y características de la cimentación	69
Figura 45	Modelo computacional incorporando la ISE	70
Figura 46	Espectros de aceleración para la dirección X incorporando ISE	74
Figura 47	Espectros de aceleración para la dirección Y incorporando ISE	74
Figura 48	Curva de Capacidad en la dirección X-X incorporando ISE	75
Figura 49	Curva de Capacidad en la dirección Y-Y incorporando ISE	75
Figura 50	Curva de Capacidad incorporando ISE del modulo 01-B	76
Figura 51	Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE	78
Figura 52	Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE	78
Figura 53	Desempeño Sísmico en la dirección X-X con incorporación ISE según ASCE/SEI 41-17	79
Figura 54	Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y con incorporación ISE según ASCE/SEI 41-17	80
Figura 55	Comparación del desempeño según niveles de amenaza sísmica para modelos de base empotrada y modelos con ISE en la dirección X-X	82
Figura 56	Comparación del desempeño según niveles de amenaza sísmica para modelos de base empotrada y modelos con ISE en la dirección Y-Y	83
Figura 57	Curva de capacidad con base empotrada vs incorporación de la ISE en la dirección X-X	84
Figura 58	Variación de rigidez lateral elástica y desplazamiento ultimo	85
Figura 59	Curva de capacidad con base empotrada vs incorporación de la ISE en la dirección Y-Y	85
Figura 60	Variación de rigidez lateral elástica y desplazamiento ultimo	86
Figura 61	Comparación de espectro de aceleración para diferentes niveles de amenaza con base empotrada e incorporando (ISE) en la dirección X-X	91
Figura 62	Comparación de períodos de Vibración según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección X-X	92
Figura 63	Comparación de espectro de aceleración para diferentes niveles de amenaza con base empotrada e incorporando ISE en la dirección Y-Y	95
Figura 64	Comparación de períodos de Vibración según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección Y-Y	95
Figura 65	Comparación de desplazamientos objetivos según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección X-X	97
Figura 66	Comparación de desplazamientos objetivos según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección Y-Y	98
Figura A.1	Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo ocasional	111
Figura A.2	Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo raro	112
Figura A.3	Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo muy raro	113
Figura A.4	Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo ocasional	115
Figura A.5	Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo raro	116

Figura A.6	Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo muy raro	117
Figura A.7	Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo ocasional	119
Figura A.8	Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo raro	120
Figura A.9	Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo muy raro	121
Figura A.10	Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo ocasional	123
Figura A.11	Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo raro	124
Figura A.12	Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo muy raro	125
Figura B.13	Fachada de la infraestructura de Ingeniería de Minas	126
Figura B.14	Laboratorio de Geotecnia - Primer Piso	126
Figura B.15	Sala de dibujo - Segundo Piso	127
Figura B.16	Junta sísmica que separa la escalera del modulo 01	127
Figura B.17	Junta sísmica que separa el modulo 01-B del modulo 01-C	128
Figura B.18	Junta sísmica que continua en el techo.	128

Índice de Tablas

Tabla 1	<i>Niveles de amenaza sísmica para evaluación</i>	17
Tabla 2	<i>Niveles de amenaza sísmica para evaluación</i>	17
Tabla 3	<i>Comparación de desplazamiento objetivo entre el método de coeficientes (FEMA)</i> <i>, espectro de demanda (ATC) y el ensayo</i>	21
Tabla 4	<i>Valores del factor de modificación C_0</i>	23
Tabla 5	<i>Valores para factor de masa efectiva C_m</i>	23
Tabla 6	<i>Niveles de desempeño sísmico propuesto por el comité VISION 2000</i>	26
Tabla 7	<i>Objetivo de desempeño básico para edificios Existentes (BPOE)</i>	29
Tabla 8	<i>Rigidez de los cimientos en la superficie</i>	34
Tabla 9	<i>Factor de corrección por empotramiento</i>	35
Tabla 10	<i>Coeficiente de amortiguamiento histerético del suelo, β_s</i>	38
Tabla 11	<i>Relación del módulo de corte efectivo (G/Go)</i>	38
Tabla 12	<i>Relación de velocidad efectiva de las ondas de corte (V_s/V_{so})</i>	38
Tabla 13	<i>Variables e Indicadores</i>	42
Tabla 14	<i>Ambientes del modulo 01 - B</i>	45
Tabla 15	<i>Propiedades lineales de los materiales</i>	46
Tabla 16	<i>Cargas de gravedad aplicadas en la estructura</i>	47
Tabla 17	<i>Medidas y detalles de refuerzo de zapatas y cimientos</i>	49
Tabla 18	<i>Propiedades del acero de refuerzo</i>	51
Tabla 19	<i>Evaluación comparativa de los parámetros de rigidez lateral y capacidad</i> <i>resistente del pórtico</i>	54
Tabla 20	<i>Calificación de los modelos computacionales</i>	54
Tabla 21	<i>Factores de diseño</i>	59
Tabla 22	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo máximo</i>	63
Tabla 23	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección Y - sismo máximo</i>	63
Tabla 24	<i>Puntos de desempeño del modulo 01-B modelo empotrado</i>	65
Tabla 25	<i>Evaluación del Desempeño Sísmico según ASCE/SEI 41-13</i>	67
Tabla 26	<i>Características del suelo</i>	68
Tabla 27	<i>Características del suelo según ASCE</i>	68
Tabla 28	<i>Rigideces y factor de corrección de los cimientos</i>	69
Tabla 29	<i>Rigidez final de los cimientos en la superficie</i>	70
Tabla 30	<i>Periodos de vibración de modelo empotrado y flexible</i>	71
Tabla 31	<i>Cálculo del factor de reajuste por amortiguamiento en la dirección X</i>	71
Tabla 32	<i>Cálculo del factor de reajuste por amortiguamiento en la dirección Y</i>	72
Tabla 33	<i>Calculo del factor de reducción por conexión en la cimentación</i>	72
Tabla 34	<i>Calculo del factor de reducción por profundidad de la cimentación</i>	73
Tabla 35	<i>Desplazamiento objetivo con ISE en la dirección X - sismo máximo</i>	77
Tabla 36	<i>Desplazamiento objetivo con ISE en la dirección Y - sismo máximo</i>	77
Tabla 37	<i>Puntos de desempeño incorporando la ISE</i>	79
Tabla 38	<i>Evaluación del Desempeño Sísmico incorporando la ISE</i>	80

Tabla 39	<i>Comparación de desempeños de modelos analizados</i>	82
Tabla 40	<i>Porcentaje de variación de la cortante basal</i>	84
Tabla 41	<i>Porcentaje de variación de la cortante basal</i>	86
Tabla 42	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo ocasional</i>	89
Tabla 43	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo raro</i>	89
Tabla 44	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo muy raro</i>	90
Tabla 45	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo máximo</i>	90
Tabla 46	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo ocasional</i>	93
Tabla 47	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo raro</i>	93
Tabla 48	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo muy raro</i>	94
Tabla 49	<i>Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo máximo</i>	94
Tabla 50	<i>Comparación de los desplazamientos objetivos según el ASCE/SEI 41-17</i> ..	97
Tabla A.1	<i>Datos curva de capacidad en la dirección X-X</i>	110
Tabla A.2	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo ocasional</i>	111
Tabla A.3	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo raro</i>	112
Tabla A.4	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo muy raro</i>	113
Tabla A.5	<i>Datos curva de capacidad en la dirección Y-Y</i>	114
Tabla A.6	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección Y - sismo ocasional</i>	115
Tabla A.7	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo raro</i>	116
Tabla A.8	<i>Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo muy raro</i>	117
Tabla A.9	<i>Datos curva de capacidad en la dirección X-X con ISE</i>	118
Tabla A.10	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo ocasional</i> ..	119
Tabla A.11	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo raro</i>	120
Tabla A.12	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo muy raro</i> ...	121
Tabla A.13	<i>Datos curva de capacidad en la dirección Y-Y con ISE</i>	122
Tabla A.14	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo ocasional</i> ..	123
Tabla A.15	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo raro</i>	124
Tabla A.16	<i>Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo muy raro</i> ...	125

Capítulo I

Planteamiento del Problema

En este capítulo se analizan las implicaciones generales de la tesis, la delimitación y formulación del problema, justificación de este, así como las limitaciones y objetivos de la tesis que en última instancia conduce a una hipótesis.

1.1 Descripción del problema

En la actualidad, se está dando mucha relevancia a la funcionalidad de las estructuras luego de un evento sísmico, y con mayor razón a las estructuras esenciales que juegan un papel importante en la seguridad pública, proporcionando refugio y servicios a las poblaciones vulnerables durante emergencias. Este tipo de estructuras deben permanecer operativas durante y después de un desastre para proporcionar servicios de emergencia vitales. (ASCE, 2017b)

Por otra parte, NIST (2016) señala que se debe garantizar la integridad de las estructuras esenciales para minimizar las interrupciones en los servicios públicos y las operaciones comerciales, lo que es crucial para la estabilidad económica y social que conllevaría a una *Resiliencia Sísmica*.

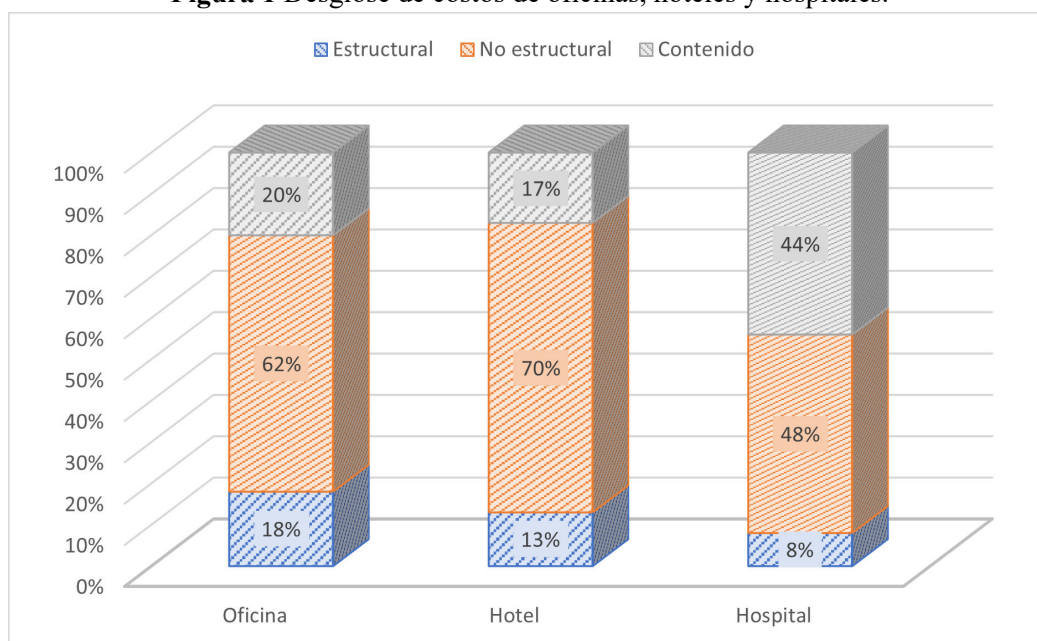
En consideración de la importancia de este tipo de edificaciones, Taghavi y Miranda (2003) señala la relevancia de la evaluación del desempeño de la estructura, en la que no solo se debe controlar el daño estructural, sino también los daños no estructurales y los daños al contenido de los edificios, que producirían importantes pérdidas económicas debido a la pérdida temporal del funcionamiento del edificio.

Taghavi y Miranda (2003) investigaron varios tipos de edificios para estudiar la distribución de costos de los distintos componentes de los edificios. El costo total del edificio se dividió en componentes estructurales, componentes no estructurales y contenido. Según la figura 1, se puede observar la importancia del costo de los elementos no estructurales y el contenido de la edificación.

Nuestra norma técnica E.030 (Diseño Sismorresistente) utiliza métodos analíticos añejos como lo son: el análisis estático lineal y el análisis modal espectral que no permiten conocer el comportamiento de las estructuras más allá del rango elástico y a consecuencia de esto no se permite verificar la filosofía de diseño que establece. Además de eso, carece de una metodología para la incorporación del suelo de cimentación en el análisis estructural. Por tanto, realizar una evaluación del desempeño estructural frente a distintas demandas sísmicas

con los métodos actuales se hace prácticamente inviable.

Figura 1 Desglose de costos de oficinas, hoteles y hospitales.



Fuente: Adaptado de Taghavi y Miranda (2003)

La evaluación del desempeño de la infraestructura de Ingeniería de Minas no es ajena a esta problemática, ya que se utilizó la norma técnica E.030 del año 2006, un marco normativo obsoleto y desfasado en relación con los estándares actuales. La inquietante realidad es que dicha norma carece de una metodología robusta y precisa para llevar a cabo una verificación integral y exhaustiva, lo que deja a esta infraestructura vulnerable a riesgos inesperados. Se detalla que la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas cuenta con cuatro módulos separados por juntas sísmicas; con esta separación se asegura un comportamiento estructural independiente por lo cual se analiza cada módulo por separado. Se tomó como análisis el módulo 01, específicamente la sección B, que alberga el laboratorio de geotecnia en su primer piso y el gabinete de dibujo en el segundo. La elección de esta parte de la estructura no solo responde a la imperiosa necesidad de salvaguardar la vida de sus ocupantes, sino también a la presencia de maquinaria y equipos de alto costo, cuyo daño o pérdida en caso de un colapso estructural representaría un impacto económico significativo y pondría en riesgo el avance de investigaciones esenciales para la formación académica y profesional en el área. La vulnerabilidad de este equipamiento eleva aún más la urgencia de una evaluación detallada y precisa.

En este contexto, esta tesis propone utilizar el análisis no lineal estático-análisis Pushover incorporando la interacción suelo-estructura para evaluar el desempeño de la infraestructura de una manera más completa y realista.

1.2 Delimitación del problema.

1.2.1 Espacial (geográfica)

La investigación que se propone está aplicada a la infraestructura de la escuela profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, la cual se construye mediante el proyecto: "Ampliación y mejoramiento del servicio educativo de la escuela de Formación Profesional de Ingeniería de Minas - UNSCH, distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga - región Ayacucho". Se tomó como referencia el modulo 01-B de esta estructura para realizar una evaluación más completa de su desempeño y dar a conocer la metodología del análisis no lineal estático incorporando la interacción suelo-estructura

1.2.2 Temporal

Los datos de la tesis son considerados dentro del año 2024; en este tiempo se realizó la recolección y procesamiento de datos. Los datos han sido obtenidos a través de fuentes secundarias.

La tesis se realizó en el lapso de julio de 2023 a agosto de 2024.

1.2.3 Temática y unidad de análisis

Temática: Esta tesis presenta la evaluación del desempeño del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas, considerada una edificación esencial, obteniendo resultados mediante el análisis no lineal estático bajo la consideración de base empotrada y la incorporación de la interacción suelo-estructura.

Unidad de análisis: Desempeño del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga mediante un análisis no lineal estático considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.

1.3 Formulación del problema.

En el mundo se viene determinando el comportamiento estructural bajo métodos analíticos avanzados que permiten determinar el desempeño de la estructura, como lo son los procedimientos no lineales, y tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura. Lo que carecen estas normas es de la metodología para poder emplear estos procedimientos de manera conjunta.

En el Perú la determinación del comportamiento estructural luego de un evento sísmico se realiza con procedimientos lineales. Es de resaltar que el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral presentan limitaciones debido a que se asume que las relaciones

entre fuerzas y desplazamientos son lineales, no se puede predecir el colapso, no considera los efectos de segundo orden y no considera el comportamiento plástico de los materiales frente a cargas elevadas (Chopra, 2012). Aunado a esto, la norma técnica E.030 (2018) nos menciona en el ítem 30.2.6 de manera simplista que se puede considerar la flexibilidad del sistema de cimentación, pero esta no proporciona una comprensión integral de los efectos de la interacción suelo-estructura.

En diversos países, desde hace algunos años, se han venido implementando procedimientos no lineales en la evaluación del desempeño de edificaciones existentes y en el diseño de nuevas estructuras. Sin embargo, nuestra normativa actual sigue utilizando métodos lineales y diseños simplistas con relación al comportamiento del suelo, los cuales no permiten determinar la evaluación del desempeño de una estructura esencial como la que se plantea en esta investigación.

1.3.1 Problema general

¿De que manera la incorporación de la interacción suelo-estructura influye en la evaluación del desempeño sísmico del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga - Ayacucho, 2023?

1.3.2 Problemas específicos

1. ¿De que manera la incorporación de la interacción suelo-estructura influye en la curva de capacidad obtenida considerando base empotrada del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga?
2. ¿Cuáles son los efectos inerciales y cinemáticos del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga?
3. ¿De que manera la incorporación de la interacción suelo-estructura influye en los espectros de demanda del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga para los diferentes niveles de amenaza sísmica?
4. ¿De que manera la incorporación de la interacción suelo-estructura influye en la determinación del punto de desempeño con base empotrada del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga para los diferentes niveles de amenaza sísmica?

1.4 Justificación e importancia.

La tesis es necesaria y se justifica por las siguientes razones:

Una edificación esencial radica en su capacidad para mantener la operatividad durante y

después de un evento sísmico. El diseño y construcción de estas edificaciones con criterios sismorresistentes estrictos es vital para seguir utilizándose ininterrumpidamente después del terremoto, reflejando su papel fundamental en la infraestructura social y económica del país. El 6 de febrero de 2023, dos grandes terremotos de magnitudes Mw7.8 y Mw7.5 ocurridos en Turquía, se produjeron daños significativos en casi 50.000 edificios, incluidas infraestructuras críticas como escuelas, universidades, hospitales, estaciones de bomberos.

Mediante el estudio de Murat et al. (2023) se sabe que hubo 12.000 infraestructuras educativas dañadas por el terremoto, esto debido al uso de una norma del año 1998 que realizaba supuestos simplistas, ya que tanto el diseño de capacidad como el de desempeño aún no estaban incluidos. Por otro lado, Binici et al. (2023) menciona que alrededor del 97% de las estructuras colapsadas se habían construido antes del año 2000.

Nuestra norma técnica E.030 (2018) en su filosofía de diseño sísmico nos comenta que las edificaciones deben resguardar la vida de sus ocupantes frente a un sismo severo y para una edificación esencial esta debe encontrarse operativa; frente a esto la norma no brinda una metodología para la evaluación y diseño de la edificación frente a distintas demandas sísmicas. Los desplazamientos y deformaciones son determinados a consecuencia de un sismo severo y mediante un análisis lineal que no permite determinar la respuesta estructural del edificio al llegar a un comportamiento plástico.

La infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas se divide en cuatro módulos separados por juntas sísmicas. Con esta separación se asegura un comportamiento estructural independiente. Se tomó como análisis el módulo 01, específicamente la sección B, que está compuesta por el laboratorio de geotecnia en el primer piso y gabinete de dibujo en el segundo piso. El motivo de evaluar esta parte de la infraestructura, aparte de salvaguardar la vida de sus ocupantes, fue la importancia de su contenido.

Esta investigación es necesaria debido a las limitaciones de nuestra norma y la prioridad social respecto a este tipo de edificaciones, ya que la infraestructura analizada es considerada como una edificación esencial que se debe mantener la operatividad durante y después de un evento sísmico, garantizando la seguridad de la población y la continuidad de los servicios críticos. De modo complementario, es importante para la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, puesto que al evaluar la infraestructura se pueden conocer los mecanismos de falla que podría sufrir esta; mediante la evaluación se podrían realizar reforzamientos estructurales para minimizar los daños y asegurar su desempeño en situaciones de emergencia.

Debido a la importancia expuesta, se plantea la evaluación del desempeño del módulo 01-B de la infraestructura bajo un análisis no lineal estático con la incorporación de la interacción suelo-estructura; con esta metodología se pretende realizar una evaluación más realista y precisa de la infraestructura. La decisión de incorporar la interacción suelo-estructura en el

análisis no lineal estático tiene el propósito de aportar al conocimiento de ambas metodologías, que se verá plasmada en una comparación de análisis, una con base empotrada y otra con la incorporación de la ISE en la evaluación del desempeño.

Utilidad Metodológica: La investigación permite conocer de manera más realista y precisa el desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, teniendo en cuenta la incorporación de la interacción suelo-estructura en el análisis no lineal estático.

Valor teórico: Es importante conocer y entender la teoría de ambas metodologías; para ello se determinará la evaluación del desempeño de la edificación esencial integrando ambas metodologías.

Por lo tanto, esta tesis es fundamental porque enfoca una integración de metodologías para obtener una evaluación mas realista y precisa de una edificación esencial.

1.5 Limitaciones de la investigación.

En el transcurso de la elaboración de la tesis se pusieron de manifiesto algunas de las limitaciones más importantes:

- Para la inclusión de la interacción suelo-estructura se determinarán ciertos parámetros a partir de bibliografías confiables.
- La presente tesis se realizó con información secundaria obtenida del expediente técnico del proyecto del cual se obtuvieron las propiedades mecánicas del concreto y acero de refuerzo.

Es recomendable obtener las propiedades mecánicas de los elementos mediante ensayos en laboratorio de compresión y tracción; estos ensayos en su mayoría son costosos y algunos son pruebas destructivas.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico mediante análisis no lineal con base empotrada e incorporando la interacción suelo-estructura acorde a la guía del ASCE/SEI 41-17 de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga Ayacucho, 2023.

1.6.2 Objetivos específicos

- a) Determinar la influencia de la interacción suelo - estructura en la curva de capacidad con base empotrada, acorde a la guía del ASCE/SEI 41-17 del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniera de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

- b) Determinar los efectos inerciales y cinemáticos de la interacción suelo - estructura acorde a la guía del ASCE/SEI 41-17 para el modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- c) Determinar la influencia de la interacción suelo - estructura en los espectro de pseudoaceleración con base empotrada para los cuatro niveles de amenaza sísmica (ocasional, raro, muy raro y máximo) del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- d) Determinar la influencia interacción suelo - estructura en la determinación del punto de desempeño con base empotrada para los diferentes niveles de amenaza sísmica acorde a la guía del ASCE/SEI 41-17 y al SEAOC VISION 2000 del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga .

Capítulo II

Marco Teórico.

En este capítulo se presenta una revisión del estado del arte, haciendo especial hincapié en la Ingeniería basada en desempeño, representación del comportamiento no estructural, representación de las demandas sísmicas, modelos y efectos de la interacción suelo-estructura.

2.1 Antecedentes.

La operatividad durante y después de un evento sísmico para seguir utilizándose ininterrumpidamente de las edificaciones esenciales hace que este tipo de estructuras sean especialmente importantes, ya que al no asegurar su funcionalidad llevaría a consecuencias económicas y sociales para la población. La evaluación del desempeño estructural ha sido objeto de investigación con avances significativos en las últimas décadas, debido a las innovaciones tecnológicas y la necesidad de estructuras más seguras y resilientes.

La información sobre metodologías para el análisis no lineal y la interacción suelo estructura son numerosos de los cuales tenemos guías y normas del American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency (FEMA) y el Applied Technology Council (ATC) en la mayoría son normas americanas que se toma como guía para la elaboración de nuestras normas.

En nuestro país, la información sobre la aplicación de ambas metodologías Análisis no lineal estático (ANLE) e Interacción Suelo - Estructura (ISE) para la evaluación de desempeño es limitada; la mayoría de estas referencias están analizadas de manera individual.

2.1.1 Investigaciones internacionales

Mejía (2018) analizó una edificación aporricada de mediana altura en zonas lacustres de Bogotá en las cuales desarrolló tres modelos: un modelo considerando un análisis lineal con apoyos empotrados, otro modelo mediante un análisis no lineal estático con apoyos empotrados y finalmente un modelo con análisis estático no lineal e interacción suelo-estructura, para tener en cuenta la ISE incorporó los coeficientes de balasto mediante elementos tipo resorte, en el cual concluye que para el modelo lineal se tiene un cortante de diseño menor que el obtenido con el análisis no lineal estático con ISE con lo cual recomienda utilizar ambos métodos para conocer y representar mejor el comportamiento estructural.

Bedecarratz (2018) realizó un análisis estático no lineal de una edificación de concreto armado

de 23 pisos y dos sótanos en el cual los muros estructurales carecían de confinamiento en sus puntas, aun cuando los planos especificaban dichos confinamientos. El objetivo de su investigación es realizar la modelación no lineal mediante la cual pueda conocer y verificar el modo de falla que presente la edificación.

La evaluación se centró en un muro del primer piso que sufrió un daño por flexo-compresión y mediante su modelado concluyó que el análisis estático no-lineal predice correctamente el daño presente en la edificación. Como contribución, realizó un modelado estructural que incluye todos los muros confinados, mediante el cual se observa una importante mejora en el desempeño de la estructura.

Medina y Music (2018) presentaron el modelamiento de un edificio compuesto por muros estructurales en el cual procedieron a determinar el nivel de desempeño mediante un análisis Pushover. Para su cumplimiento utilizaron el Método de Espectro de Capacidad (MEC); además, consideró cuatro niveles de demanda: frecuente, ocasional, raro y muy raro, y finalmente utilizó tres patrones de carga: modal, de masas y triangular invertida. Del trabajo concluyeron que el patrón de carga tipo modal genera valores mayores en el desplazamiento de techo que el patrón de masas y que para el cortante basal el patrón de masas genera valores mayores que el patrón modal. Es importante el tipo de carga que se va a considerar para determinar la curva de capacidad, ya que tienen variaciones considerables en los parámetros de demanda como los desplazamientos de techo y cortante basal.

Arboleda et al. (2020) desarrollaron modelos numéricos para edificios de 40 pisos usando el software de simulación OpenSees para estudiar los siguientes modelos: Modelo con base empotrada, modelo que incluye los efectos de la interacción suelo-estructura, modelo de base empotrada con muros estructurales. Finalmente, un modelo que incluye muros estructurales incluye los efectos de la ISE, en las cuales se analizaron los siguientes parámetros de demanda (EDP): deriva, aceleración horizontal máxima y asentamientos. Producto de esta investigación, se mostró que las pérdidas económicas aumentaron hasta en un 33% al considerar los efectos de la ISE, concluyendo que se obtuvo un alargamiento del periodo natural de la edificación y la amplificación de las aceleraciones horizontales de los pisos.

2.1.2 Investigaciones nacionales

El Perú no cuenta con una metodología para la evaluación del desempeño de estructuras existentes; por tanto, se adoptan diferentes normativas y guías internacionales. Las que usualmente se emplean para la evaluación del desempeño son las normas americanas.

A nivel nacional se han realizado investigaciones acerca del desempeño sísmico e interacción suelo-estructura, los trabajos resaltantes se detallan a continuación:

Villarreal y Aguila (2021) evaluaron el comportamiento dinámico de edificaciones de 4,7 y 12

pisos apoyadas en un estrato de arena densa y otro de arcilla blanda, utilizando los siguientes métodos: Pais y Kausel, Gazetas y Mylonakis, D. Barkan y O.A. Savinov, Norma Rusa, FEMA 440 para la modelación, realizaron la simplificación de considerar una estratigrafía ideal del terreno a lo largo de la profundidad. Luego de las modelaciones, se obtuvo un aumento en el periodo de vibración fundamental de las edificaciones, una reducción del momento de volcamiento, reducción del cortante basal, incremento del desplazamiento de techo y derivas. Con esto concluye que la normativa americana presenta mayores efectos que los métodos de Barkan y la norma rusa, mediante estos resultados recomienda que se debe usar de manera conjunta el procedimiento del FEMA 440 con el análisis por desempeño para la obtención de la curva de capacidad.

Choque y Luque (2019) realizaron un diseño basado en desempeño, planteando dos modelos de estudio, uno aporricado y otro con muros de corte para conocer su comportamiento estructural frente a distintos niveles de peligro sísmico. En el modelado utilizó un ANLE-Pushover para cumplir con su objetivo. Además, utilizó el método de espectro de capacidad (MEC) y el método de coeficientes para obtener el punto de desempeño de la estructura. Con los resultados obtenidos se puede mencionar que con el método de coeficientes se obtienen valores más conservadores que con el MEC ya que los desplazamientos en techo son mayores y las cortantes basales son menores. Como recomendación nos mencionan que se debe evaluar el desempeño sísmico con los efectos de la ISE para conocer su impacto.

Saavedra (2020) analiza el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar de tres pisos mediante un análisis estático no lineal, considerando la interacción suelo-estructura. Para la aplicación de ambas metodologías, aplicó los criterios del FEMA-356, 440 ATC-40 y Vision 2000. Producto de su investigación, concluyó que la incorporación de la ISE modifica el desempeño sísmico de la estructura, de manera que esta incorporación resultó en menores niveles de desempeño que al analizarse con la norma E030. A la luz de este resultado, recomienda que es importante considerar el desempeño sísmico y los efectos de la ISE para lograr una respuesta estructural más realista de la estructura y una distribución más uniforme de las tensiones en los componentes estructurales.

Por otro lado, Perez y Torres (2022) llevaron a cabo una evaluación del desempeño de un edificio de diez pisos con muros de corte, utilizando los enfoques determinista y probabilista. Para lograr una modelación más precisa, realizaron la calibración de modelos numéricos que representaban los elementos estructurales clave. Los resultados bajo el enfoque determinista indicaron que el edificio cumple con los objetivos de desempeño establecidos por el SEAOC. En conclusión, su investigación resalta la importancia de la calibración de los elementos estructurales representativos para reducir la incertidumbre en la predicción de la respuesta estructural.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Representación del comportamiento no lineal

La respuesta estructural más allá del rango elástico puede calcularse gracias a estudios no lineales, que también permiten tener en cuenta la pérdida de rigidez y resistencia provocada por grandes desplazamientos y el comportamiento inelástico de los materiales.(Deierlein, Reinhorn & Willford, 2010)

Por tal motivo, es fundamental determinar de manera adecuada los modelos constitutivos de los materiales y los modelos no lineales de los elementos estructurales.

2.2.1.1 Modelos constitutivos

Un modelo constitutivo es una representación matemática que describe cómo un material responde a diferentes tipos de cargas y condiciones. La precisión de estos modelos es crucial para el diseño seguro y eficiente de estructuras y componentes. Para nuestra investigación analizaremos una estructura de concreto armado. Por tal motivo, debe conocer los modelos constitutivos del concreto y el acero.

Para el concreto confinado y sin confinar se tienen múltiples modelos constitutivos como lo son: el modelo de Hognestad, Kent y Park, Sheikh y Uzumeri, Saatcioglu y Razvi; en la investigación se aplicará el modelo de Mander. Para el acero de refuerzo tenemos los siguientes modelos: Modelo elastoplastico perfecto, trilineal y el modelo de Park y Paulay que será aplicado en esta investigación

A) Modelo Esfuerzo-Deformación para el concreto

El modelo de Mander, Priestley y Park (1988) toma en cuenta al concreto confinado y no confinado, señalando que los confinamientos del concreto utilizando acero transversal aumentan la ductilidad y la resistencia, siendo así que el aumento de la deformación última es aproximadamente cinco veces el aumento de la resistencia (esta resistencia depende del tipo de confinamiento). El umbral de colapso (ε_{cu}, f_{cu}) lo define la primera fractura de la armadura transversal.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.2)$$

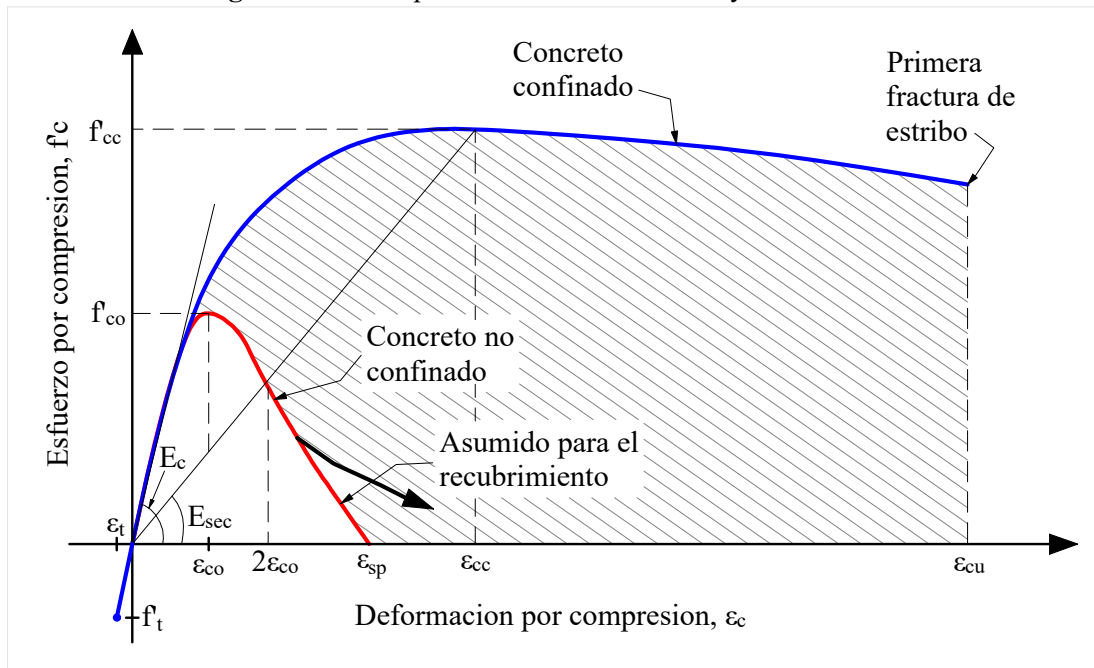
siendo

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.5)$$

Figura 2 Modelo para el concreto confinado y no confinado



Fuente: Adaptado de Mander, Priestley y Park (1988)

En el modelado de las vigas, normalmente se considera como no confinado por tener en su sección un confinamiento mínimo. Esto se debe a un número de líneas de estribos ínfimo (en la dirección X e Y), haciendo así que su núcleo confinado efectivo sea reducido y no se noten grandes cambios. Esta consideración también se tomaría en las columnas que cumplan con estas características.

B) Modelo Esfuerzo-Deformación para el acero de refuerzo

El modelo de Park y Paulay (1975) se enfoca en representar de manera precisa el comportamiento del acero de refuerzo bajo condiciones de carga cíclica y estática, esenciales en el diseño de estructuras capaces de soportar terremotos. El acero de refuerzo se modela con un comportamiento elástico inicial, seguido de una fase plástica que incluye endurecimiento por deformación ($\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$), donde el esfuerzo sigue aumentando con la deformación plástica.

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y \quad (2.6)$$

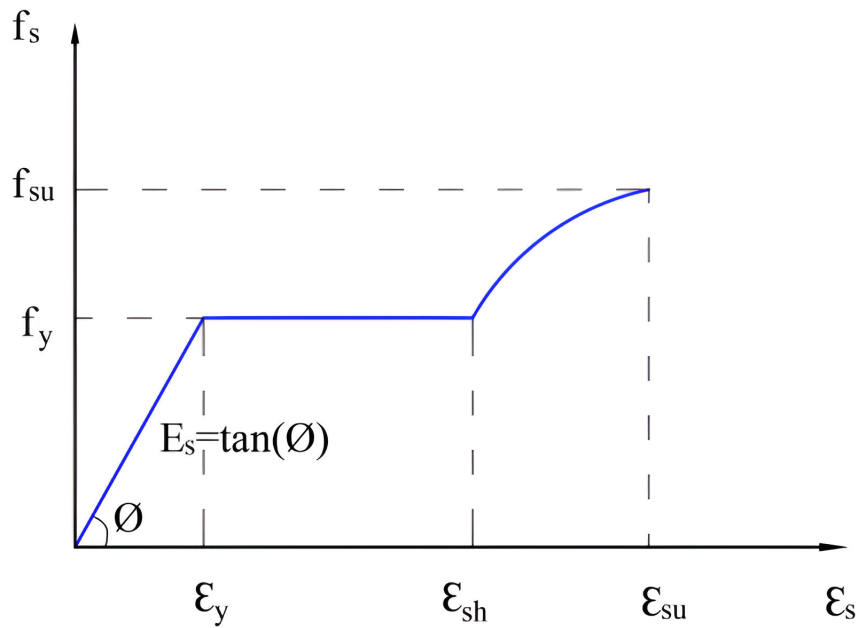
siendo

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y}(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.7)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.8)$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh} \quad (2.9)$$

Figura 3 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación



Fuente: Obtenido de Park y Paulay (1975)

2.2.1.2 Diagrama Momento - Curvatura

Esta representación gráfica nos ayuda a comprender el comportamiento de las secciones de un elemento estructural, en el cual entenderemos el comportamiento no lineal y la capacidad de deformación de dichos elementos estructurales. (Romero & Quiroga, 2015)

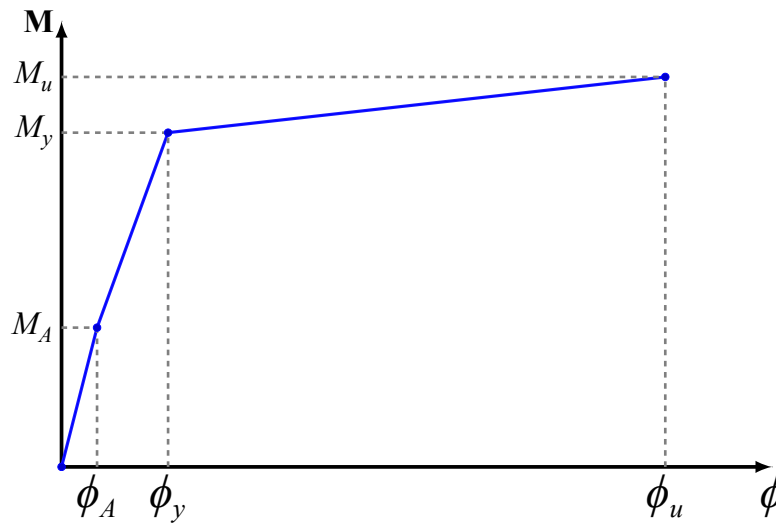
Esta gráfica no solo ayuda en el diseño y análisis de estructuras para resistir cargas extremas, sino que también es vital para la evaluación y mejora de las estructuras existentes. Su comprensión y correcta aplicación permiten diseñar estructuras más seguras y resistentes, minimizando el riesgo de fallos catastróficos durante eventos extremos como los terremotos.

La determinación del diagrama momento-curvatura depende de los modelos constitutivos utilizados para los materiales presentes en la sección de análisis. Por lo mencionado, esta gráfica varía al considerar distintos modelos constitutivos de los materiales.

A partir de los modelos constitutivos de acero de refuerzo y del concreto podemos obtener el diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) en el cual se pueden observar claramente tres estados:

- Inicio del agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de plastificación (ϕ_y, M_y)
- Capacidad máxima de momento (ϕ_u, M_u)

Figura 4 Diagrama momento-curvatura.



Fuente: Adaptado de Ottazi (2011)

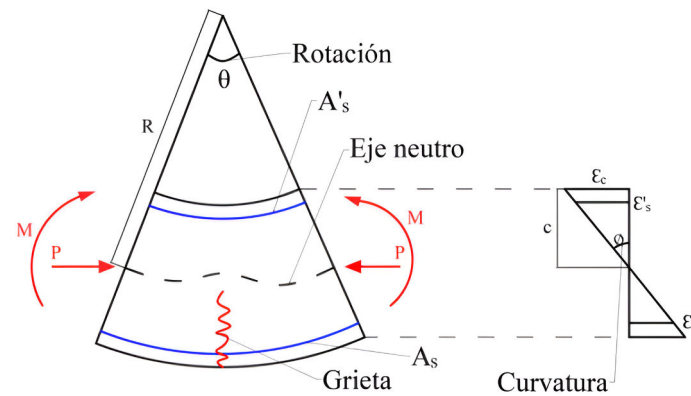
2.2.1.3 Relación Momento - Giro

Esta representación gráfica nos ayuda a comprender el comportamiento de una porción de elemento. Esta gráfica se puede obtener de la curvatura (rad/m) de la sección en una determinada longitud del elemento-giro (rad). Es así que el giro de un elemento se puede obtener de la integración de las curvaturas a lo largo de una distancia.

$$\theta_p = \int_A^B \phi dx \quad (2.10)$$

Al llevar un comportamiento plástico a la estructura, se generan en estas las rotulas plásticas, que generalmente por múltiples investigaciones se ubican en los extremos del elemento. Estas rotulas plásticas están ligadas con los giros del elemento; es así que para determinar un giro inelástico se analizan las curvaturas en una longitud plástica (L_P).

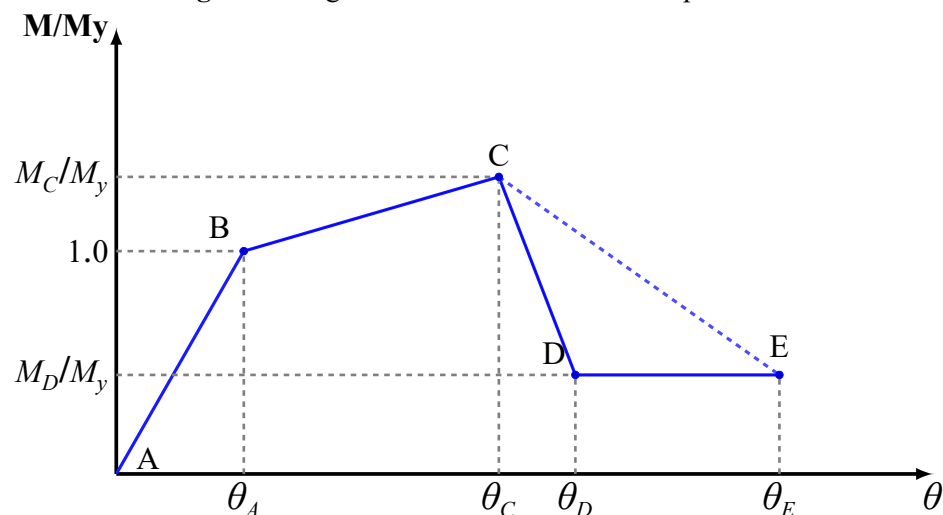
Figura 5 Curvatura y Rotación de un elemento



Fuente: Obtenido de Ottazi (2011)

De lo mencionado anteriormente, se hace difícil determinar una longitud plástica y poder determinar giros inelásticos. Para esta dificultad, las normas ASCE/SEI 41-17, ATC-40, FEMMA 440 establecieron un diagrama momento - giro ($M - \theta$) simplificado y normalizado obtenido de múltiples pruebas experimentales. (Simanjuntak et al., 2022)

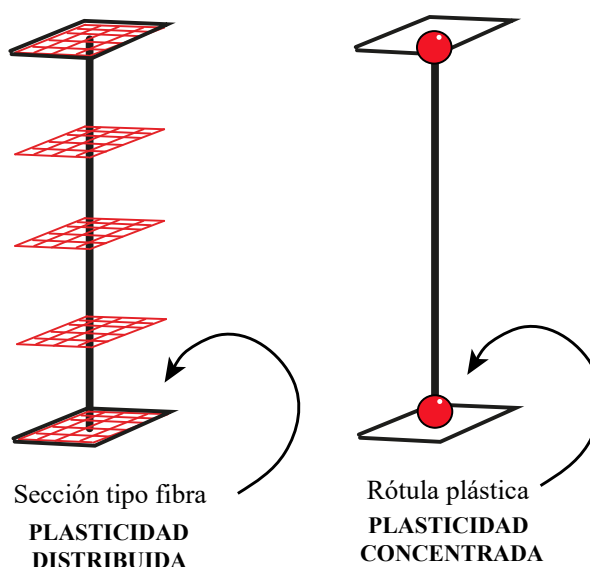
Figura 6 Diagrama Momento-Rotación simplificado



Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

2.2.1.4 Modelo no lineal de elementos estructurales

Los modelos no lineales de elementos estructurales se diferencian en función de cómo se distribuye la plasticidad a lo largo de toda la extensión del elemento y la sección transversal de estos. Se representan los modelos inelásticos que se tendrán en cuenta a lo largo del desarrollo de la investigación.

Figura 7 Modelos inelásticos de elementos estructurales

Fuente: Adaptado de Deierlein, Reinhorn y Willford (2010)

El tipo de elemento estructural, las fuerzas internas actuantes y la forma en que esas fuerzas interactúan influyen en el modelo seleccionado. En estos modelos no lineales encontramos a las rotulas plásticas (plasticidad concentrada) y las secciones tipo fibra (plasticidad distribuida). Las rotulas concentradas se refieren a las zonas (extremos normalmente) de una estructura donde se espera que ocurran deformaciones plásticas significativas durante un sismo fuerte. Este modelo no considera la interacción de momento flector y fuerza axial.

Los elementos estructurales se discretizan en segmentos longitudinales y se subdividen en áreas transversales de dimensión finita en modelos de plasticidad distribuida. Para los modelos de tipo fibra, esta discretización consiste en armaduras de fibra de acero de refuerzo y concreto. En su investigación Lopez, Tomás y Sánchez (2017) mencionan que para resultados precisos se requiere una modelización adecuada de las rotulas y fibras, según sea el caso, ya que tiene influencia en el comportamiento no lineal de las estructuras (curva de capacidad, distribución de rotulas plásticas).

2.2.2 Representación de la demanda sísmica

La peligrosidad sísmica se define como la probabilidad de que las vibraciones del suelo tengan consecuencias potencialmente perjudiciales en una zona específica. El peligro sísmico se representa mediante un espectro de respuesta o historiales de aceleraciones.

Se utiliza un espectro de respuesta con una amortiguación del 5% para caracterizar el peligro sísmico resultante de un terremoto para cualquier nivel de amenaza sísmica.

2.2.2.1 Niveles de amenaza sísmica

Es la representación del peligro sísmico mediante una probabilidad de excedencia de un sismo durante un número específico de años (tiempo de exposición); ambos términos se relacionan con el periodo de retorno, ya que es un tiempo promedio de ocurrencia de sismos de similar severidad.

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (2.11)$$

Muñoz (2020) realiza una adaptación de la iniciativa del Comité Visión 2000 del SEAOC, en la cual establece cuatro escenarios de peligro sísmico, en los cuales define a cada uno con un tiempo de exposición de 50 años como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1 Niveles de amenaza sísmica para evaluación

Sismo	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	45	67% en 50 años
Ocasional	75	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	5% en 50 años

Fuente: Adaptado de Muñoz (2020)

En las normas ASCE (2017b) y ATC-40 (1996) nos comentan que el sismo de diseño está definido por un movimiento sísmico con una probabilidad del 10% de ser superado en un tiempo de exposición de 50 años; a la vez nos definen tres niveles más, las cuales son: sismo de servicio u ocasional (SE), sismo máximo considerado (MCE) y un sismo máximo (ME). En la tabla 2 se definen las características de estos niveles de amenaza sísmica.

Tabla 2 Niveles de amenaza sísmica para evaluación

Evento	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia	Factor de amplificación
Servicio = Ocasional	75	50% en 50 años	0.50
Raro	475	10% en 50 años	1.00
Muy raro	970	5% en 50 años	1.25
Máximo	2470	2% en 50 años	1.50

Fuente: Elaboración propia

Serán los datos de esta tabla que se utilizarán en la tesis para determinar los diferentes espectros de demanda; se detalla que los factores de amplificación están en relación al sismo de diseño o raro.

2.2.2.2 Espectro de Demanda Sísmica

El espectro es la relación entre la aceleración máxima del suelo y el periodo de vibración de una estructura. Básicamente, es una gráfica que indica la demanda de desplazamiento,

velocidad o aceleración que una estructura experimentará en función de su período natural de vibración.

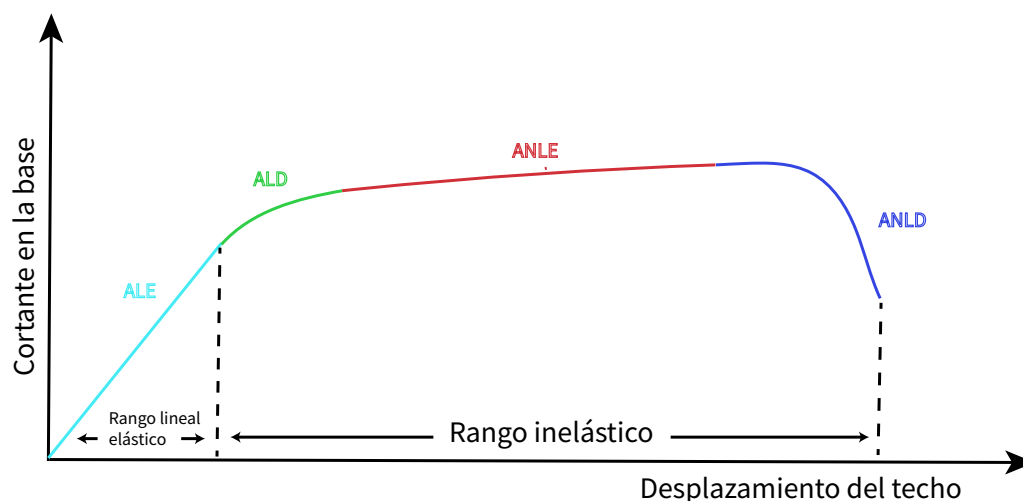
De la norma E.030 (2018) se obtienen los valores de los parámetros para obtener el sismo de diseño o sismo raro; para un análisis no lineal se tiene la modificación de la fórmula que nos da la norma para obtener las pseudoaceleraciones en la cual no se considera el coeficiente de reducción "R" debido a que este factor es considerado para realizar una simplificación al modelo y realizar un análisis lineal.

Se omite también el factor de importancia "U" debido a que este factor realiza una amplificación "artificial" mediante la cual busca dotar de mayor rigidez y resistencia a la edificación; este factor ya se considera implícitamente en los distintos niveles de amenaza sísmica.

2.2.3 Análisis de respuesta estructural

Existen varias formas de análisis de la respuesta estructural, y la sofisticación de cada tipo conlleva una respuesta más integral de la estructura, así como un aumento del tiempo de cálculo y del peso de los resultados. Entre estos tipos de análisis tenemos: análisis lineal elástico (ALE), análisis dinámico modal espectral (ALD), análisis no lineal estático (ANLE), análisis no lineal dinámico tiempo-historia (ANLD). Se resume los diferentes tipos de análisis en la figura 8.

Figura 8 Tipos de análisis de la respuesta estructural



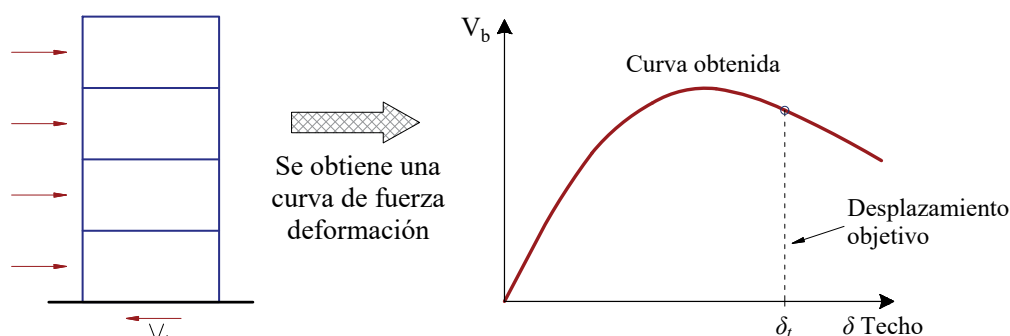
Fuente: Adaptado de Perez y Torres (2022)

2.2.3.1 Análisis estático no lineal

La aproximación no lineal de la respuesta estructural que estará sometida a cargas sísmicas es el procedimiento estático no lineal o análisis pushover. Este procedimiento implica aplicar una distribución de cargas laterales al edificio. Este debe ser diseñado previamente y deberá ser dotado de propiedades no lineales. Estas cargas laterales al ir incrementándose hacen que

la estructura pase de un comportamiento elástico a otro plástico en la cual se produce una reducción de rigidez y resistencia hasta llegar al colapso. Esto genera una gráfica denominada "Curva de Capacidad" que relaciona a la fuerza cortante en la base y el desplazamiento lateral en la azotea. Este procedimiento se visualiza en la figura 9.

Figura 9 Secuencia del proceso de análisis pushover



Fuente: Obtenido de Ayala (2022)

Debido a su capacidad para determinar el punto de rendimiento y con una demanda computacional razonable, este análisis es el más utilizado en el área. El análisis pushover realiza la simplificación de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF), lo cual involucra que la respuesta esté controlada por un solo modo.

El análisis pushover (ANLE) se realiza según la norma ASCE (2017b) de las cuales se toman sus consideraciones:

- Como caso inicial, se consideran las cargas de gravedad.
- Los componentes principales y secundarias con responsabilidad sísmica deben ser incorporados en el análisis.
- El comportamiento no lineal de los elementos estructurales debe tenerse en cuenta en el análisis al utilizar modelos inelásticos que considere la degradación de la fuerza y la fuerza residual.
- El control de desplazamientos se debe realizar en un punto lo mas cercano al centro de masas, este punto se debe encontrar en el techo de la estructura.
- El patrón de cargas de ser proporcional a modo fundamental en la dirección de análisis.
- Para el cálculo del rendimiento se debe de utilizar el método de coeficientes

En esta norma también señala sus limitaciones para la utilización del ANLE, según las siguientes consideraciones:

- la ASCE (2017b) menciona que "la tasa de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor que el valor máximo μ_{max} si esta relación no se cumple, debe llevarse a cabo un procedimiento de análisis dinámico no lineal para confirmar su estabilidad dinámica. La tasa de

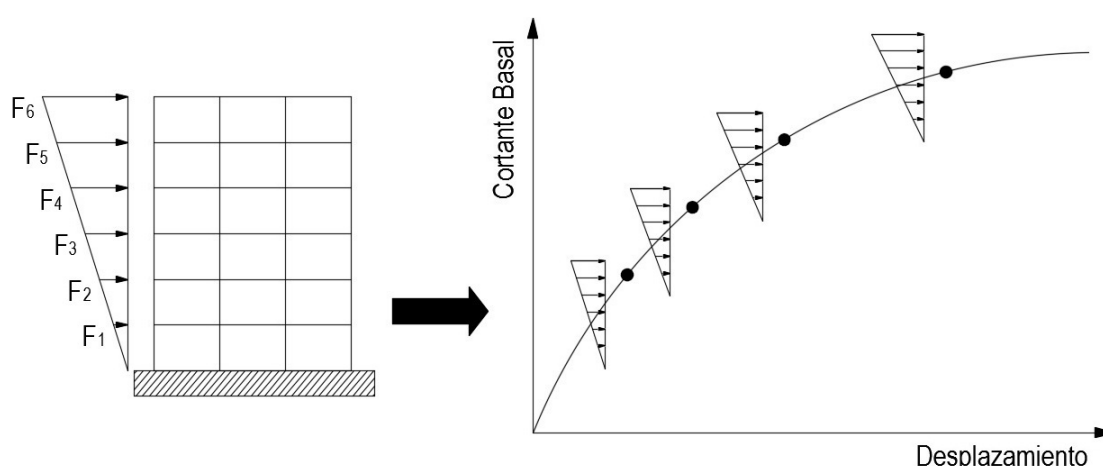
resistencia $\mu_{strength}$ es una medida de la extensión de la no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema.”

- la ASCE (2017b) menciona que: “Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global de la estructura. Para comprobarlo, debe realizarse un primer análisis modal tomando en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de la masa participativa, y un segundo análisis modal considerando sólo el primer modo de vibración. Si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis excede en un 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, deben considerarse significativos los modos superiores. Si fuera el caso, debe llevarse a cabo, además del análisis estático no lineal (NSP), un análisis dinámico lineal (LDP).”

2.2.3.2 Curva de capacidad

La curva de capacidad es una representación gráfica la cual relaciona la fuerza lateral impuesta y el desplazamiento lateral del tope de la estructura. Mediante esta grafica podemos evaluar el comportamiento no lineal de una estructura bajo cargas sísmicas.

Figura 10 Esquema del proceso de obtención de la curva de capacidad.



Fuente: Obtenido de Quispe (2018)

Esta curva se obtiene mediante un análisis pushover que incrementa gradualmente la carga lateral aplicada a una estructura hasta que alcanza su capacidad máxima o su colapso. Cada edificación posee su correspondiente curva de capacidad; esta depende de los modelos no lineales asignados a los elementos estructurales (rotulas plásticas, secciones tipo fibra, etc), el tipo de fuerzas laterales asignadas y la longitud plástica asumida.

La curva de capacidad es intrínseca a cada estructura. En múltiples investigaciones se detalla la variabilidad de esta grafica. Celi y Arellano (2014) mencionan que la curva de capacidad varía en gran medida según la longitud plástica asumida; en otra investigación Lopez et al. (2017) indica que la elección del modelo inelastico de los elementos estructurales produce variación en esta curva. Por otra parte Bonett (2003) demuestra que la curva de capacidad se ve modificada por la forma de distribución de las fuerzas laterales (constante, lineal, parabólica,

etc).

2.2.3.3 Cálculo del punto de desempeño

El análisis pushover requiere un proceso para determinar el comportamiento de la estructura en función del movimiento del terreno que experimenta. Existen dos métodos para calcular el comportamiento: la técnica del espectro de demanda-capacidad y el método coeficiente. El enfoque del espectro de demanda se realizó inicialmente de acuerdo con el ATC-40, mientras que para el método coeficiente se siguieron las recomendaciones de FEMA-273. En la técnica del espectro, el desplazamiento objetivo se obtiene utilizando un sistema lineal equivalente de un grado de libertad; en el método del coeficiente, se determina utilizando el espectro de desplazamiento elástico y un factor de modificación.

En su investigación Lin, Chang y Wang (2003) realiza estudios experimentales sobre la precisión de ambos métodos: método de coeficientes y método del espectro de capacidad, en la cual realiza ensayos de carga cíclica a tres columnas de concreto armado. Con este ensayo realizó la comparación de ambos métodos, llegando a la conclusión que el método de coeficientes sobrevalora el punto de desempeño y el método del espectro lo subvalora, como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3 Comparación de desplazamiento objetivo entre el método de coeficientes (FEMA), espectro de demanda (ATC) y el ensayo

PGA (g)	Desplazamientos objetivos (mm)			Errores respecto al ensayo	
	Ensayo	FEMA-273	ATC-40	FEMA-273	ATC-40
0.33	20.5	27.5	17	34%	-17%
0.36	23.5	30	18.9	28%	-20%
0.38	26.1	31.7	19.9	21%	-24%
Promedio				28%	-20%

Fuente: Adaptado de Lin, Chang y Wang (2003)

En relación a los resultados presentados de ambos métodos se realiza el cálculo por el método de coeficientes de la norma ASCE/SEI 41-17 debido a la actualidad de la norma y por ofrecer un resultado conservador.

Método de Coeficientes

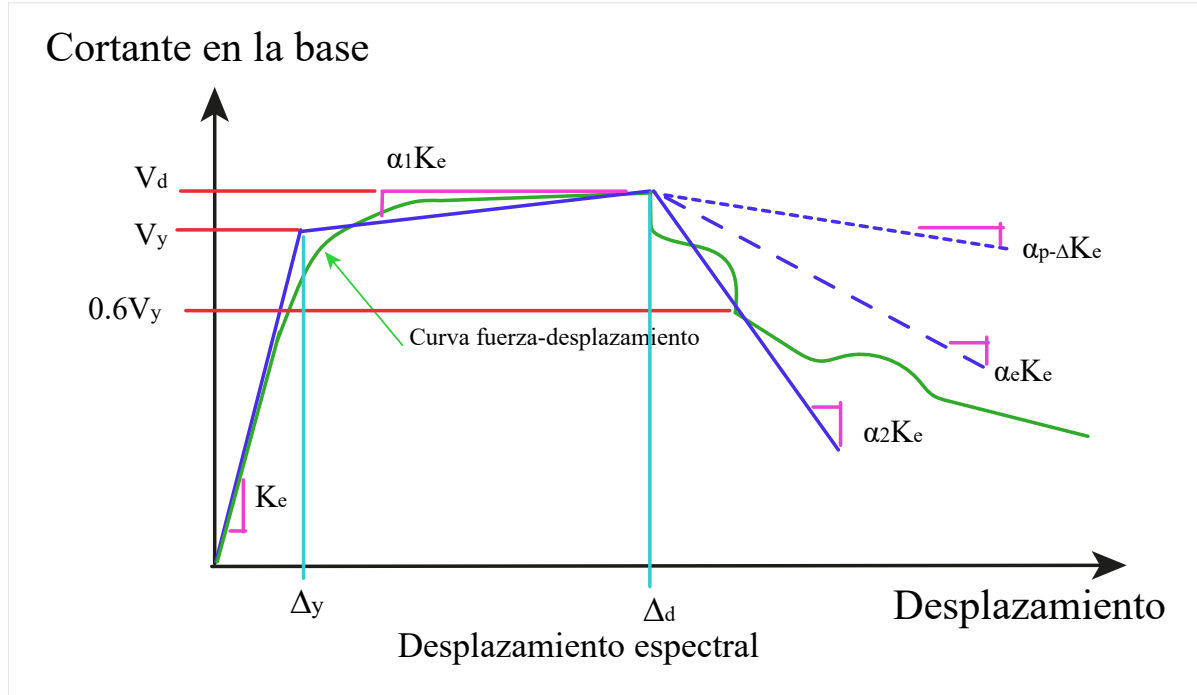
Para iniciar con el método de coeficientes la curva de Para iniciar con el método de coeficientes, la curva de capacidad (el cortante base y el desplazamiento del nudo de control) deberá reemplazarse por una relación idealizada como se observa en la figura 11.

El primer segmento lineal de la curva idealizada fuerza-desplazamiento comenzará en el origen y tendrá una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, K_e . La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculada para una fuerza cortante base igual al 60% de la fuerza de fluencia ($\frac{V_y}{D_y}$). El segundo segmento lineal representará la pendiente positiva

posterior a la fluencia (α_1, K_e), determinada por un punto (V_d, Δ_d) punto del desplazamiento objetivo y un punto en la intersección con el primer segmento lineal, de forma que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas.

Finalmente el tercer segmento de línea representará la pendiente negativa posterior a la fluencia ($\alpha_2 K_e$) este punto culmina al llegar a una fuerza cortante igual al 60% de la fuerza de fluencia.

Figura 11 Curva idealizada fuerza-desplazamiento



Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

Para edificaciones con diafragmas rígidos en cada nivel de piso, el desplazamiento objetivo, δ_t , deberá calcularse de acuerdo con la ecuación 2.12 .

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.12)$$

donde:

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y coeficiente de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

g = Aceleración gravitacional.

C₀ = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente SDOF con el desplazamiento del techo del sistema MDOF del edificio, sus valores se obtienen de la tabla 4

Tabla 4 Valores del factor de modificación C_0

Número de pisos	Edificios de corte		Otros edificios
	Patrón triangular	Patrón uniforme	Cualquier patrón
1	1	1	1
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: Adaptado de ASCE (2017b)

C1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos previstos con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal calculada según la ecuación 2.13 . Para períodos inferiores a 0,2 s, no es necesario que C1 sea mayor que el valor en $T = 0,2$ s. Para períodos superiores a 1,0 s, el valor de C1 = 1.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (2.13)$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y J W} C_m$$

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

donde:

a = factor de clase de sitio, 130 para clase A y B, 90 para clase C, 60 para clase D,E y F

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

C_m = Factor de masa efectiva de la tabla 5. C_m se tomará como 1 si el período fundamental T es superior a 1s.

Tabla 5 Valores para factor de masa efectiva C_m

Número de pisos	Pórtico de concreto	Muro de corte de concreto	Pórtico de acero
1-2	1	1	1
3 o más	0.9	0.8	0.9

Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

C2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis, degradación cíclica de la rigidez y deterioro de la resistencia en la respuesta de calculado según la

ecuación 2.14 . Para períodos superiores a superiores a 0,7 s, el valor de $C_2 = 1$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e^2} \right)^2 \quad (2.14)$$

Una vez definidos los parámetros del método de coeficientes, podremos obtener la curva bilineal de la capacidad de la estructura y podremos encontrar el desplazamiento objetivo .

2.2.4 Ingeniería sísmica orientada al cumplimiento de objetivos de desempeño estructural

Los procedimientos clásicos así como las normas que los regulan manifiestan carencias. Primero, un diseño basado en fuerzas reducidas no es eficiente frente a terremotos de gran magnitud en las cuales se espera que la estructura incurra de manera plástica (Deierlein et al., 2010). La imprevisibilidad de las demandas sísmicas y la ambigüedad que rodea a la previsión de la respuesta estructural no están suficientemente representadas (Ghobarah, 2001). Finalmente, los códigos de construcción actuales no ofrecen a los diseñadores los medios para evaluar si se alcanzará el grado de rendimiento previsto (ATC, 2018).

Las limitaciones mencionadas en el párrafo anterior han propiciado un creciente consenso entre investigadores y profesionales respecto a la necesidad de implementar una metodología rigurosa para el diseño y la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras. En consecuencia, se ha desarrollado un enfoque innovador denominado "ingeniería sísmica basada en el desempeño", el cual conceptualiza la estructura como un sistema integral y evalúa su respuesta sísmica mediante parámetros cuantificables.

2.2.4.1 Desempeño sísmico

El desempeño sísmico se refiere a cómo se comporta una estructura, un edificio o un puente, durante un terremoto. Esto incluye la capacidad de la estructura para resistir y absorber las fuerzas sísmicas, minimizando el daño y protegiendo a sus ocupantes. El objetivo es que las estructuras no solo eviten el colapso, sino que también mantengan su funcionalidad y seguridad después de un evento sísmico.

El desempeño sísmico se evalúa utilizando varios criterios, entre ellos:

1. **Capacidad de Resistencia:** La capacidad de la estructura para soportar las fuerzas sísmicas sin sufrir daños significativos.
2. **Ductilidad:** La capacidad de la estructura para absorber y disipar energía a través de deformaciones plásticas.
3. **Daño Tolerable:** El nivel de daño que una estructura puede sufrir sin poner en peligro su estabilidad y sin comprometer la seguridad de los ocupantes.

2.2.4.2 Niveles de desempeño sísmico

Los niveles de desempeño sísmico son categorías utilizadas para describir cómo se espera que un edificio o estructura se comporte durante y después de un terremoto. Estos niveles ayudan a diseñar y evaluar estructuras para garantizar que cumplan con ciertos criterios de seguridad y funcionalidad.

Estos niveles están en función de tres aspectos fundamentales: el uso previsto de la edificación, la importancia de su función y la aceptabilidad del riesgo. Los códigos de evaluación del comportamiento sísmico establecen diferentes niveles de comportamiento sísmico para los elementos estructurales y no estructurales, sin embargo, todos se fundamentan en los mismos principios.

Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000, establecido por la SEAOC, propuso un enfoque sistemático para definir los niveles de desempeño sísmico de las estructuras. Los niveles de desempeño definidos por el Comité Visión 2000 incluyen:

1. **Completamente Operacional:** En este nivel la estructura permanece operativa con daños menores a imperceptibles. No se requiere ninguna reparación significativa y en este nivel el edificio es completamente funcional. Su aplicación se realiza en estructuras esenciales como hospitales, centros de control de emergencia, centros educativos y otras infraestructuras críticas.
2. **Ocupación Inmediata:** En este nivel la estructura sufre daños mínimos, asegurando que no hay riesgo para la vida. Aunque puede haber daños menores no estructurales, no comprometen la seguridad y la estructura puede ser ocupada inmediatamente después del sismo. Su aplicación se realiza en estructuras como oficinas y ciertas estructuras de servicio público.
3. **Seguridad de Vida:** En este nivel, la estructura protege la vida de los ocupantes, aunque puede sufrir daños significativos que requieren reparaciones. Se permite un grado de daño estructural y no estructural, pero sin colapso parcial o total. Su aplicación se realiza en estructuras como residenciales y comerciales estándar.
4. **Prevención de Colapso:** En este nivel, la estructura se diseña para evitar el colapso total, permitiendo la evacuación segura de los ocupantes, aunque puede estar severamente dañada y ser inutilizable después del evento sísmico. Su aplicación se realiza en estructuras donde el colapso no es aceptable, pero donde se espera que los daños sean extensos.

Se resume en la tabla 6 los niveles de desempeño y los estados de daño de los elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 6 Niveles de desempeño sísmico propuesto por el comité VISION 2000

Nivel de desempeño	Estado de daño	Descripción
Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural insignificante o inexistente. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones operan de manera habitual.
Ocupación Inmediata	Leve	Fisuras en los elementos estructurales. Daños que varían de leves a moderados en los contenidos y componentes arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente tras realizar reparaciones menores.
Seguridad de Vida	Moderado	Daños moderados en ciertos elementos. Reducción de la capacidad de resistencia y rigidez del sistema de cargas laterales. A pesar de ello, el sistema mantiene su funcionalidad. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden sufrir daños. Puede ser necesario clausurar temporalmente el edificio para llevar a cabo reparaciones y refuerzos.
Prevención de Colapso	Severo	Daños graves en los elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. La demolición del edificio puede ser necesaria.
Colapso	Falla	La estructura ha perdido su capacidad para resistir fuerzas laterales y ya no es competente para soportar cargas gravitacionales. Presenta pérdida de alineación vertical y problemas de inestabilidad, lo que ha llevado a un colapso parcial o total. La reparación de la edificación no es viable.

Fuente: Adaptado de SEAOC (1995)

Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-17

El ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) define varios niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales como no estructurales.

A. Categorías de rendimiento estructural.

El nivel de rendimiento estructural de un edificio se seleccionará entre seis niveles de comportamiento estructural discretos y dos rangos de comportamiento estructural intermedios.

- 1. Ocupación Inmediata (S-1):** Se determina la condición de una estructura dañada por un terremoto que es segura para ser habitada y mantiene básicamente su resistencia y rigidez anteriores al sismo.
- 2. seguridad reforzada:** Para determinarlo se utiliza el rango continuo de estados de daños entre el nivel de ocupación inmediata (S-1) y el nivel de seguridad vital (S-3).
 - **control de daños (S-2):** Se determina como un estado de daño post-terremoto entre el Nivel e Ocupación Inmediata (S-1) y el nivel de Seguridad vital (S-3).
- 3. Seguridad de vida (S-3):** Es el estado de daños posterior al terremoto en el que una

estructura tiene elementos dañados pero aún mantiene un margen de seguridad frente a la posibilidad de una caída parcial o total.

4. **Intervalo reducido de rendimiento estructural de seguridad (S-4):** Para determinarlo se utiliza el rango continuo de estados de daño entre el Nivel de prevención de Colapsos (S-5) y el nivel de seguridad vital (S-3).
 - **Seguridad limitada (S-4):** Se caracteriza como un estado de daño post-terremoto que se encuentra entre el nivel de prevención de colapsos (S-5) y el nivel de seguridad Vital (S-3).
5. **Prevención de colapso (S-5):** Es el término utilizado para describir la condición de daño post-terremoto en la que una estructura tiene partes dañadas pero todavía es capaz de soportar cargas gravitatorias y no tiene margen de seguridad restante contra el colapso.
6. **Comportamiento estructural no considerado (S-6):** Cuando una rehabilitación o evaluación no tiene en cuenta la estructura.

B. Niveles de rendimiento no estructurales.

El nivel de rendimiento no estructural objetivo de un edificio se seleccionará entre cinco niveles distintos de rendimiento no estructural.

1. **Operacional (N-A):** Es el estado de los elementos no estructurales del edificio tras un sismo, permitiéndoles funcionar como lo hacían antes del sismo.
2. **Retención de posición (N-B):** Es la condición de daños posteriores a un terremoto en la que los elementos no estructurales permanecen sujetos en su lugar para evitar daños por caída, derrumbe o rotura de conexiones de servicios públicos, aunque puedan estar dañados hasta el punto de no poder funcionar.
3. **Seguridad de vida (N-C):** Es el estado de los daños posteriores al terremoto cuando puede haber daños en elementos no estructurales, pero el daño resultante no pone en peligro la seguridad de la vida.
4. **Peligro reducido (N-D):** Será determinado como el estado de daño post-terremoto en el cual los componentes no estructurales están dañados y podrían potencialmente crear peligros de caída, pero los componentes no estructurales de alto peligro están asegurados para prevenir la caída en áreas de reunión pública.
5. **Desempeño no estructural no considerado (N-E):** Son los casos en que no se abordan todos los componentes no estructurales en una de las fases de las secciones mencionadas de una evaluación o rehabilitación.

C. Designación de los niveles objetivo de desempeño

Luego de determinados los niveles de desempeño de los elementos estructurales (representado

por un numero) y no estructurales (representado por una letra), estas se unen para poder tener niveles de desempeño de la estructura.

1. **Operativo (1-A):** Los componentes estructurales del edificio deberán cumplir el nivel de ocupación inmediata (S-1) y los componentes no estructurales el nivel operativo no estructural (N-A).
2. **Ocupación inmediata (1-B):** Los componentes estructurales del edificio deberán cumplir el nivel de ocupación inmediata (S-1) y los componentes no estructurales el nivel de retención de la posición (N-B).
3. **Seguridad de vida (3-C):** Los componentes estructurales del edificio deberán cumplir el nivel de seguridad de vida (S-3) y los componentes no estructurales el nivel de seguridad no estructural de vida (N-C).
4. **Prevención de colapso (5-D):** Los componentes estructurales del edificio deberán cumplir el nivel de prevención de derrumbes (S-5) y los componentes no estructurales el nivel de seguridad no estructural de peligro reducido (N-D).

2.2.4.3 Objetivos de desempeño

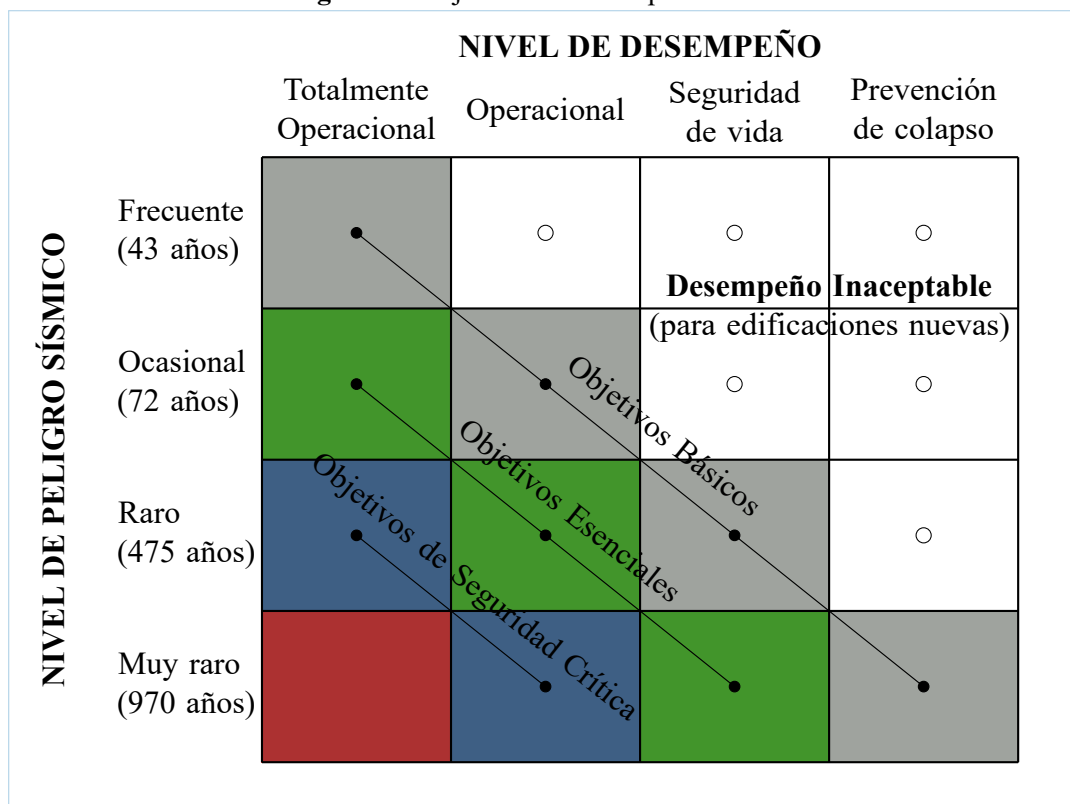
En la ingeniería basada en el desempeño, se inicia con la selección de los objetivos de desempeño que permiten un enfoque más flexible y centrado en el usuario para el diseño y la evaluación de estructuras, proporcionando una mayor previsibilidad y seguridad en su comportamiento frente a eventos extremos y mejorando la capacidad de recuperación y la sostenibilidad de las construcciones.

Para establecer los objetivos de desempeño, se combina un nivel de amenaza sísmica seleccionado con un nivel de desempeño estructural y no estructural. Estos niveles se definen en función de rangos aceptables de esfuerzo y deformación, los cuales dependen del tipo de sistema estructural. Los niveles de amenaza sísmica están asociados a demandas con diferentes probabilidades de excedencia en un periodo de tiempo específico.

Propuesta del SEAOC - VISION 2000

SEAOC (1995) Con el fin de describir cómo se prevé que reaccione una estructura ante un determinado grado de peligrosidad sísmica, ha establecido cuatro niveles de comportamiento distintos.

En la figura 12 se ilustra las diferentes necesidades de correlación entre los niveles de peligro sísmico y el rendimiento en función de la importancia de la estructura.

Figura 12 Objetivos de desempeño sísmico


Fuente: Adaptado de SEAOC (1995)

Propuesta del ASCE/SEI 41-17

Cuando se seleccione el objetivo de rendimiento básico para Edificios Existentes (BPOE), que es un objetivo de rendimiento especificado que varía en función de la Categoría de Riesgo, se ajustará a lo dispuesto en la tabla 7.

Tabla 7 Objetivo de desempeño básico para edificios Existentes (BPOE)

Categoría de riesgo	Niveles de amenaza sísmica	
	BSE-1E	BSE-2E
I & II	SP-Seguridad de vida estructural	SP-Prevención de colapso estructural
	NSP-Seguridad de vida no estructural (3-C)	NSP-Reducción de riesgos (5-D)
III	SP-Control de daños estructurales	SP-Seguridad limitada
	NSP-Retención de posición (2-B)	NSP-Peligro reducido (4-D)
IV	SP-Ocupación inmediata	SP-Seguridad de vida
	NSP-Retención de posición (1-B)	NSP-Peligro reducido (3-D)

SP: desempeño estructural
NSP: desempeño no estructural

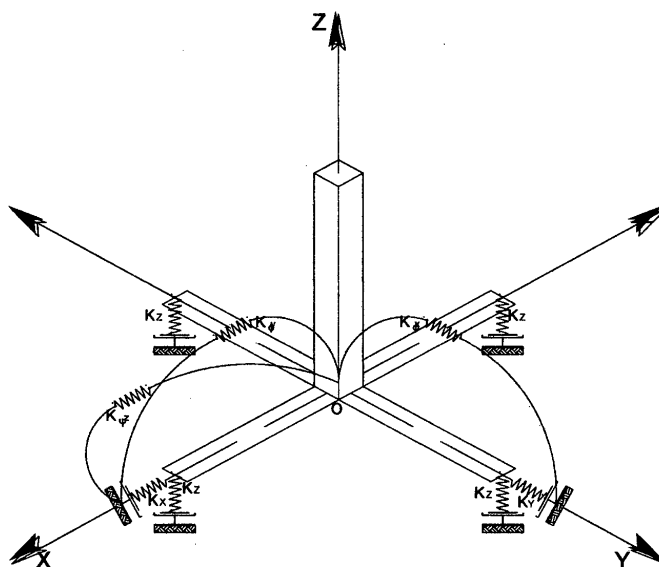
Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

2.2.5 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura es el análisis y estudio de cómo una estructura y el suelo en el que se apoya influyen mutuamente. Villarreal y Aguila (2021) mencionan que los edificios deben diseñarse de forma que, en caso de que absorban la acción sísmica, puedan liberar parte de la energía y devolverla a la tierra. El análisis y la evaluación de este proceso cíclico entre el edificio y el suelo se realiza desde la perspectiva de la interacción suelo-estructura. Será factible evaluar los edificios teniendo en cuenta una condición de rigidez más realista que la de los apoyos infinitamente rígidos si analizamos adicionalmente la geometría y la forma de los cimientos.

Existen condiciones donde evaluar esta influencia puede traducirse en pocos beneficios, pero existen otros donde implica cambios importantes en la respuesta de la edificación desde el punto de vista de rigidez y resistencia. Se muestra un esquema espacial mostrando las flexibilidades de la base de cimentación.

Figura 13 Esquema espacial de cálculo de la cimentación.



Fuente: Obtenido de Villarreal (2020)

Por otra parte (Avilés & Pérez-Rocha, 2004) mencionan que la deformabilidad del suelo bajo excitación sísmica hace que se creen una variedad de efectos cinemáticos e inerciales en el suelo y la estructura, que juntos conforman la interacción dinámica suelo-estructura.

Se sabe que, dado que el sistema suelo-estructura es más flexible que la estructura de base presuntamente rígida, el periodo básico de la estructura que interactúa con el suelo aumenta siempre (Meek & Veletsos, 1974). También es sabido que la amortiguación geométrica y material del suelo contribuye a la disipación adicional de energía, lo que eleva la amortiguación del sistema en general (Meek & Veletsos, 1974).

Dependiendo de la ubicación de los periodos resonantes del espectro de respuesta y de las

cantidades de amortiguación y ductilidad, los ajustes por interacción del periodo fundamental, la amortiguación y la ductilidad pueden producir respuestas estructurales mayores o menores (Avilés, Aguilar & Pérez-Rocha, 1995).

2.2.6 Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura

Para ilustrar la interacción suelo-estructura, se discutirán dos enfoques: el primero implica el cálculo de rigideces dinámicas, las cuales se integran en cada modelo utilizando resortes en la base, según lo establecido en la Norma Rusa SNIP 2.02.05 (1987). El segundo enfoque, basado en el ASCE/SEI 41-17, incorpora la interacción suelo-estructura en los modelos estructurales al considerar tanto la interacción cinemática como la inercial, ajustando el espectro de diseño en consecuencia.

2.2.6.1 Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme K_y , K_x ; compresión elástica asimétrica $K_{\phi y}$, $K_{\phi x}$; desplazamiento elástico asimétrico $K_{\psi z}$ y compresión uniforme elástica K_z

$$K_z = C_z * A \quad (2.15)$$

$$K_y = K_x = C_x * A \quad (2.16)$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} * I_y \quad (2.17)$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} * I_x \quad (2.18)$$

$$K_{\psi y} = C_{\psi y} * I_z \quad (2.19)$$

Siendo:

A = área de la cimentación

I_y, I_x = Momento de inercia de la base de los cimientos respecto a los principales ejes Y e X

I_z = Momento de inercia respecto al eje Z

Mediante pruebas experimentales se determina el coeficiente de compresión uniforme elástica C_z (T/m³). Si no se dispone de dicha información, se puede calcular utilizando la ecuación 2.20 .

$$C_z = b_o E \left[1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right] \quad (2.20)$$

Siendo:

b_o = Coeficiente de corrección de medida (m^{-1})

E = Módulo de elasticidad del suelo de cimentación

A_{10} = 10m²

A = Área de la cimentación

Los coeficientes elásticos asimétricos $C_{\psi z}$ (T/m³); el coeficiente de desplazamiento uniforme elástico C_x (T/m³) y las compresiones elásticas asimétricas $C_{\phi y}$, $C_{\phi x}$ (T/m³) se determinan por las siguientes ecuaciones 2.21 al 2.23 :

$$C_{\psi z} = C_z \quad (2.21)$$

$$C_{\phi y} = C_{\phi x} = 2 * C_z \quad (2.22)$$

$$C_x = 0.7 * C_z \quad (2.23)$$

La amortiguación relativa β , establecida mediante ensayos de laboratorio, debe tenerse en cuenta al analizar las cualidades amortiguadoras de la base de cimentación. Las ecuaciones 2.24 y 2.25 pueden utilizarse para calcular la amortiguación relativa β_z de las vibraciones verticales en ausencia de datos experimentales.

$$\beta_z = 6 * \sqrt{\frac{E}{C_z * \rho_m}} \quad (2.24)$$

$$\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{E}{C_z * \rho_m}} \quad (2.25)$$

Las ecuaciones 2.26 al 2.28 pueden utilizarse para calcular los amortiguamientos relativos de las vibraciones giratorias y horizontales con respecto a sus ejes horizontal y vertical.

$$\beta_{\psi z} = 0.3\beta_z \quad (2.26)$$

$$\beta_{\phi y} = \beta_{\phi x} = 0.5\beta_z \quad (2.27)$$

$$\beta_x = 0.6\beta_z \quad (2.28)$$

Las ecuaciones 2.29 al 2.33 proporcionan las propiedades amortiguadoras del suelo de cimentación.

$$B_y = B_x = 2\beta_x * \sqrt{K_x * M_x} \quad (2.29)$$

$$B_z = 2\beta_z * \sqrt{K_z * M_z} \quad (2.30)$$

$$B_{\phi y} = 2\beta_{\phi y} * \sqrt{K_{\phi y} * M_{\phi y'}} \quad (2.31)$$

$$B_{\phi x} = 2\beta_{\phi x} * \sqrt{K_{\phi x} * M_{\phi x'}} \quad (2.32)$$

$$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z} * \sqrt{K_{\psi z} * M_{\psi z'}} \quad (2.33)$$

Siendo:

M= Masa de la cimentación

β = Amortiguación relativa

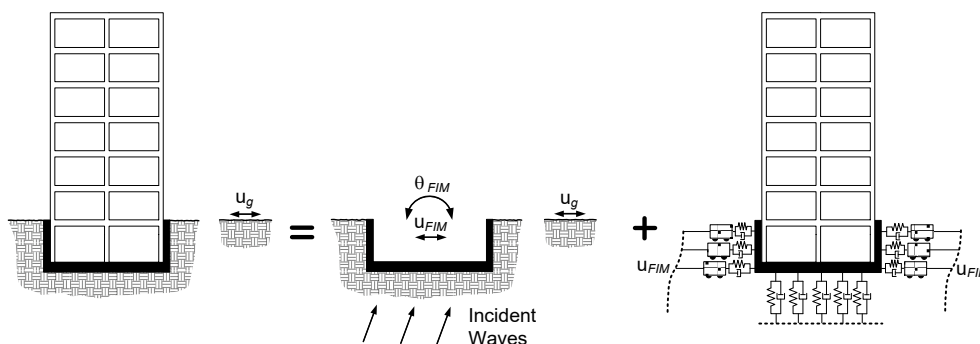
K= Coeficiente de rigidez

2.2.6.2 Modelo de la norma ASCE/SEI 41-17

NIST (2012) menciona que el análisis de la interacción suelo-estructura evalúa la respuesta colectiva de estos sistemas a un movimiento del terreno específico. Los términos Interacción Suelo-Estructura (ISE) e Interacción Suelo-Fundación-Estructura (ISFE) se utilizan para describir este efecto.

La interacción suelo-estructura (ISE) puede suponer una diferencia sustancial en el comportamiento de los edificios durante las sacudidas sísmicas y en la forma en que deben diseñarse (FEMA, 2020). Hay disposiciones disponibles en el capítulo 8 de ASCE/SEI 41-17 Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes que se pueden utilizar para abordar la ISE.

Figura 14 Interacción cinemática e inercial



Fuente: Adaptado de NIST (2012)

Kausel (2010) menciona que los elementos finitos empezaron a aplicarse a los problemas de ISE, y especialmente cuando se empezaron a considerar las estructuras empotradas, se observaron discrepancias sustanciales entre los resultados de los análisis numéricos y el método analítico clásico, lo que exigía una explicación del porqué de las diferencias.

Esto motivó al desarrollo de la denominada solución en tres pasos, que proporcionó los medios para lograr comparaciones totalmente coherentes entre los resultados obtenidos por modelos puramente numéricos con elementos finitos. En pocas palabras, los tres pasos de este método son:

- **Interacción cinemática**, considera la respuesta de la cimentación empotrada en el suelo real y sometida al entorno sísmico definido en el campo libre en la interfaz suelo-estructura antes de que se haya excavado el suelo.
- **Las rigideces de la cimentación**, que proporcionan las impedancias dependientes de la frecuencia para la cimentación empotrada en el medio real del suelo.
- **Interacción inercial**, en la que la estructura se apoya en las impedancias determinadas en el paso 2 y se somete en la base a los movimientos hallados en el paso 1.

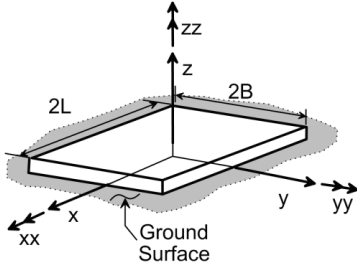
Interacción Inercial

El NIST (2012) señala que la interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones en la base de una estructura, los cuales son causados por fuerzas inerciales, como el cortante y el momento en la base. Estos desplazamientos y rotaciones inerciales pueden contribuir significativamente a la flexibilidad y a la disipación de energía en el sistema de interacción.suelo-estructura.

La interacción inercial se refiere a la dinámica entre la estructura, sus cimientos y el suelo circundante, inducida por el movimiento de los cimientos. Esta interacción abarca el alargamiento del periodo, la amortiguación por radiación y la amortiguación del suelo (FEMA, 2020).

El ASCE (2017b) presenta la tabla 8, que detalla que: “las expresiones de rigidez estática de la cimentación, K_j , para tres grados de libertad traslacionales y tres rotacionales en una zapata rectangular rígida ubicada en la superficie del terreno. Estas ecuaciones son comparables a las propuestas por Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006)”.

Tabla 8 Rigidez de los cimientos en la superficie

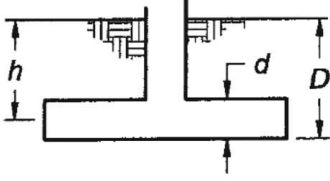


Traslación a lo largo del eje x	$K_x = \frac{GB}{2-v}$	$3.4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2$
Traslación a lo largo del eje y	$K_y = \frac{GB}{2-v}$	$3.4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8$
Traslación a lo largo del eje z	$K_z = \frac{GB}{1-v}$	$1.55 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8$
Balanceo alrededor del eje x	$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-v}$	$0.4 \frac{L}{B} + 0.1$
Balanceo alrededor del eje y	$K_{yy} = \frac{GB^3}{1-v}$	$0.47 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034$
Torsión alrededor del eje z	$K_{zz} = GB^3$	$0.53 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51$

Fuente: Adaptado del ASCE (2017b)

Para determinar el módulo de corte G se necesita saber el tipo de suelo según el ASCE, determinar el módulo de corte medio G_0 y con la tabla 11 se determina G . El empotramiento de las cimentaciones por debajo de la superficie del terreno aumenta la rigidez estática de la cimentación, como se muestra en la tabla 9.

Tabla 9 Factor de corrección por empotramiento

	
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_y = \beta_x$
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{\frac{2}{3}}\right]$
Balanceo alrededor del eje x	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}}\right]$
Balanceo alrededor del eje y	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$
Torsión alrededor del eje z	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.9}\right)$

Fuente: Adaptado del ASCE (2017b)

- **Amortiguación de cimientos:** Los efectos del amortiguamiento de los cimientos para análisis no lineales se representarán mediante la relación de amortiguamiento efectivo del sistema estructura-cimientos B_{SSI} , para determinar ASCE (2017a) nos brinda las ecuaciones 2.34 al 2.37 .

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{\text{eff}}^2} \leq 0.20 \quad (2.34)$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{\text{eff}} = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0.5} \quad (2.35)$$

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2}\right] \beta_s + \beta_{\text{rd}} \quad (2.36)$$

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_0)} \quad (2.37)$$

Estos efectos tiene como finalidad la *amortiguación por radiación para cimentaciones rectangulares* que se determina de acuerdo con las ecuaciones 2.38 al 2.48 .

$$G_0 = \frac{\gamma v_{s0}^2}{g} \quad (2.38)$$

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_y}\right)_y^2} \beta_y + \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_{xx}}\right)^2} \beta_{xx} \quad (2.39)$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}} \quad (2.40)$$

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx} K_{xx}}} \quad (2.41)$$

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B}\right) + 1.6 \right] \quad (2.42)$$

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.8 \right] \quad (2.43)$$

$$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_y/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right] \quad (2.44)$$

$$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T}_s} \quad (2.45)$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{K_{xx}}{GB^3} \left(\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} + a_0^2} \right) \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (2.46)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \leq 2.5 \quad (2.47)$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1}) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + a_0^2} \right] \quad (2.48)$$

Interacción Cinemática

FEMA (2020) menciona que la interacción cinemática modifica el movimiento del terreno en campo libre a un movimiento de entrada de la cimentación como resultado de la variabilidad espacial en los movimientos del terreno en campo libre. Los dos efectos cinemáticos ISE son (1) la promediación de la losa base de cimentaciones y (2) los efectos de empotramiento, el promedio de la losa base y los efectos de empotramiento pueden combinarse.

La interacción cinemática es el resultado de la presencia de elementos de cimentación rígidos

sobre o en el suelo, lo que provoca que los movimientos en la cimentación se desvíen de los movimientos en campo libre (NIST, 2012).

El ASCE (2017b) menciona que se permitirá que los efectos de interacción cinemática se represente por factores de relación de espectros de respuesta RRS, RRS_{bsa} para promedios de losa base y RRS_e para empotramiento.

- **Promedio de la losa base:** el factor RRS para losa base, RRS_{bsa} , se determinará utilizando la ecuación 2.49 al 2.52 para cada período de interés. RRS_{bsa} no se tomará menor que el valor calculado cuando $T=0,2$ s.

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \times \left\{ \frac{1}{b_0^2} \left[1 - \exp(-2b_0^2) \times B_{bsa} \right] \right\}^{1/2} \quad (2.49)$$

donde:

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{4} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} & \text{if } b_0 \leq 1 \\ \exp(2b_0^2) \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}b_0} \left(1 - \frac{1}{16b_0^2} \right) \right] & \text{if } b_0 > 1 \end{cases} \quad (2.50)$$

$$b_0 = 0.0001 \times \left(\frac{2\pi b_e}{T} \right) \quad (2.51)$$

b_e = Tamaño efectivo de la base

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260 \text{ ft} \quad (2.52)$$

- **Empotramiento:** Este fenómeno se relaciona con la disminución de los movimientos del terreno a medida que aumenta la profundidad, conocido como efectos de empotramiento. El factor RRS de reducción de respuesta sísmica por empotramiento, RRS_e , se calculará utilizando la ecuación 2.53 .

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \times \cos \left(\frac{2\pi e}{TV_s} \right) \geq 0.50 \quad (2.53)$$

donde:

$$n = \sqrt{G/G_0}$$

Tabla 10 *Coefficiente de amortiguamiento histerético del suelo, β_s*

Clase de sitio	Aceleración máxima efectiva, $S_{xs}/2.5$			
	$S_{xs}/2.5 = 0$	$S_{xs}/2.5 = 0.1$	$S_{xs}/2.5 = 0.4$	$S_{xs}/2.5 \geq 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
D	0.01	0.02	0.07	0.15
E	0.01	0.05	0.20	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)

(2) Se realizará una investigación geotécnica específica

Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

Tabla 11 *Relación del módulo de corte efectivo (G/G_0)*

Clase de sitio	Aceleración máxima efectiva, $S_{xs}/2.5$			
	$S_{xs}/2.5 = 0$	$S_{xs}/2.5 = 0.1$	$S_{xs}/2.5 = 0.4$	$S_{xs}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	^a
F	^a	^a	^a	^a

^a Se realizará una investigación geotécnica específica del emplazamiento y dinámica del emplazamiento.

Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

Tabla 12 *Relación de velocidad efectiva de las ondas de corte (V_s/V_{so})*

Clase de sitio	Aceleración máxima efectiva, $S_{xs}/2.5$			
	$S_{xs}/2.5 = 0$	$S_{xs}/2.5 = 0.1$	$S_{xs}/2.5 = 0.4$	$S_{xs}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
C	1.00	0.97	0.87	0.77
D	1.00	0.95	0.71	0.32
E	1.00	0.77	0.22	^b
F	^b	^b	^b	^b

^b Se realizará una investigación geotécnica específica del emplazamiento y análisis dinámicos de la respuesta del emplazamiento.

Fuente: Adaptado de ASCE (2017b)

Capítulo III

Método de la Investigación

En este capítulo se desarrolló el proceso para calcular el comportamiento sísmico de la estructura de Ingeniería de Minas, mediante un Análisis no lineal estático e incorporando la Interacción Suelo - Estructura. Asimismo, se describen los cálculos realizados para determinar el punto de desempeño de la estructura.

3.1 Enfoque

La investigación puede clasificarse en cuantitativa o cualitativa en función de los datos analizados. Dado que ambas estrategias han hecho avanzar significativamente nuestra comprensión, las dos son extremadamente útiles (Borja, 2012).

La investigación que se expone describe los procedimientos y rasgos coherentes con el método del modelo **cuantitativo** utilizado en el proyecto de tesis. La hipótesis y las variables se identificaron a partir de las preguntas; las variables se midieron en un entorno específico; las mediciones se analizaron para obtener una serie de conclusiones sobre las hipótesis planteadas.

3.2 Alcance

El alcance de esta investigación es **descriptivo**; ya que se enfoca en observar, registrar y describir un fenómeno o situación sin manipular variables ni buscar causas profundas. Su objetivo es detallar las características del objeto de estudio de manera precisa, proporcionando un panorama general que puede servir de base para estudios más profundos.

3.3 Diseño de investigación

El estudio se realiza mediante un diseño **no experimental - transversal**, esta investigación observa y analiza las variables tal como ocurren de manera natural que se realiza en un solo momento del tiempo.

Las variables independientes en la investigación no experimental son las que ocurren de forma natural y no pueden controlarse directamente. Sus efectos ya se han producido, por lo que no hay forma de influir en ellas o controlarlas (Muños, 2011). El investigador no interviene ni controla los factores que podrían influir en los resultados, sino que estudia la relación entre variables tal como se presentan en la realidad.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Población.

La población está conformada por todas las edificaciones esenciales de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, ya que es crucial que continúen funcionando tras un sismo.

3.4.2 Muestra del estudio

La muestra para esta tesis es la Infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga (se realizó a través de un muestreo no probabilístico) que se encuentra ubicado en el departamento de Ayacucho.

3.5 Hipótesis

3.5.1 Hipótesis general

La incorporación de la interacción suelo - estructura hará variar la evaluación del desempeño sísmico con base empotrada de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga-Ayacucho, 2023.

3.5.2 Hipótesis específicas

- a) La incorporación de la interacción suelo - estructura influirá en la Curva de Capacidad con base empotrada del módulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- b) Los efectos inerciales y cinemáticos de la interacción suelo - estructura dependen de las características del suelo a cimentar del módulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- c) La incorporación de la interacción suelo - estructura hará que disminuya los valores de los espectros de demanda con base empotrada para los diferentes niveles de amenaza sísmica del módulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- d) La incorporación de la interacción suelo - estructura hará que se modifique el punto de desempeño con base empotrada del módulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

3.6 Operacionalización de variables

3.6.1 Variables

Las variables son datos informativos que, tabulados y visualizados, permiten formular valoraciones descriptivas. Luego, estas valoraciones se califican e interpretan en el análisis para presentarlas como valoraciones finales integradas y resumidas. Estas evaluaciones, cuando se utilizan como premisas, permiten comparar cada subhipótesis de este estudio con aquellas con las que está directamente relacionada (Caballero, 2014).

El proceso de investigación implica dos variables, que se denominan variables dependientes e independientes.

Variable independiente: Aquellas que consideran las causas de las variables dependientes.

La variable independiente objetivo de estudio en la tesis es la *interacción suelo - estructura*.

Variable dependiente: Es aquella que se mide o se observa en una investigación para ver cómo responde a los cambios en la variable independiente. Las variable dependiente estudiada es el *desempeño sísmico* de la estructura analizada.

3.6.2 Indicadores

Sabemos de que las variables no pueden observarse inmediatamente al hablar de ellas. En consecuencia, hay que buscar métodos que permitan la medición indirecta a través de manifestaciones externas, empíricas y observables. Este tipo de afirmaciones sirven como indicaciones (Hernández, 2014).

Indicadores asociados a la variable dependiente: *Cortante basal, desplazamiento lateral del techo, pseudoaceleraciones, periodo de la estructura y rotación plástica*.

Indicadores asociados a la variable independiente: *Profundidad de cimentación, conexión de la cimentación, rigidez de la cimentación y coeficiente de amortiguamiento*.

La relación entre los indicadores y las variables propuestas se muestra en la tabla 13.

Tabla 13 *Variables e Indicadores.*

	Variables	Indicadores	Medición
Dependiente	Desempeño Sísmico	Cortante Basal (V)	tnf
		Desplazamiento lateral máximo en el último nivel del edificio (Δ)	mm
		Seudo aceleraciones (Sa)	m/s ²
		Periodos de la estructura (T)	s
		Rotaciones plásticas (θ)	rad
Independiente	Interacción suelo-estructura	Profundidad de cimentación	m
		Conexión de la cimentación	
		Rigidez de la cimentación (K)	tnf/m
		Coeficiente de amortiguamiento (β)	

Fuente: Elaboración propia.

3.7 Técnicas e instrumentos

Para poner a prueba tanto la hipótesis general como las hipótesis específicas habrá que recurrir a lo siguiente:

- **Técnica del análisis documental:** Se eligieron conceptos relevantes para representar su contenido y hacerlo de acuerdo con el dominio de las variables de la tesis a partir de fuentes bibliográficas especializadas, archivos de texto, documentos oficiales e Internet. Los documentos relevantes obtenidos para el objetivo de la tesis fueron:
 - Planos General
 - Planos Estructurales
 - Planos Arquitectonicos
 - Memoria Descriptiva
 - Estudio de Mecanica de Suelos
- **Procesamiento informativo:** Una vez realizado el análisis documental, los datos se procesan inicialmente en el software Autocad 2021 y en la hoja de calculo de EXCEL para luego introducir los datos en el software ETABS v20.1.0, donde se realizara el modelado de la estructura para obtener los datos necesarios.
- **Instrumento:** Para esta investigación fue una *Lista de Cotejo* que me ayudó a saber si cuento con los archivos necesarios para poder cumplir con los objetivos.

Capítulo IV

Evaluación del desempeño estructural

Para crear el modelo analítico se utiliza el programa ETABS v20.1.0, un programa altamente especializado y ampliamente reconocido en la comunidad científica para el análisis y diseño de edificios, con el fin de cumplir los objetivos de la investigación. El programa incluye en su base de datos las normas ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16, que servirán de base normativa para validar los cálculos realizados tanto con la metodología del ANLE y la ISE.

4.1 Identificación de la zona de estudio

La tesis se centra en evaluar el desempeño estructural específicamente del modulo 01-B de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, la cual se encuentra en la zona de estudio correspondiente al distrito de Ayacucho provincia de Huamanga de la región Ayacucho.

Figura 15 Ubicación de la estructura de Ingeniería de Minas

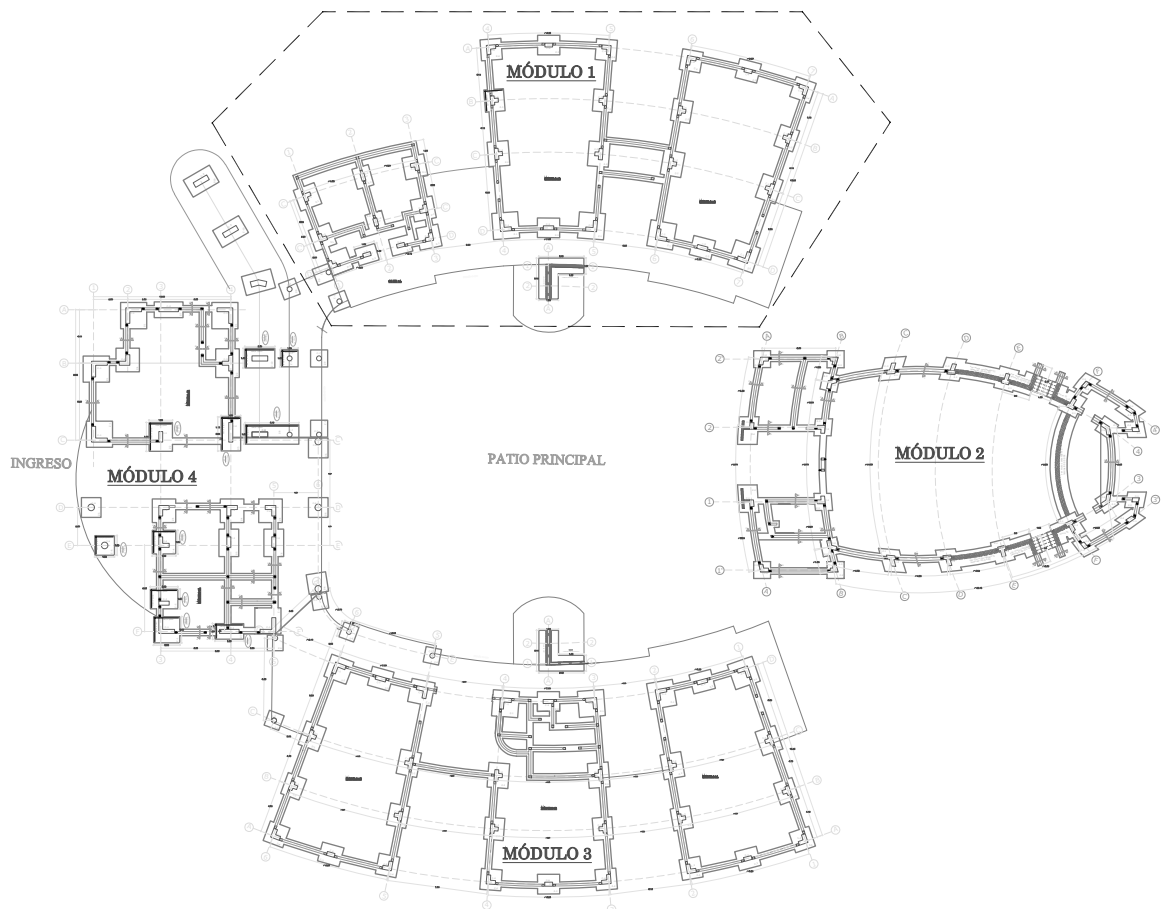


Fuente: Obtenido de Google Earth

4.2 Descripción global del edificio de estudio

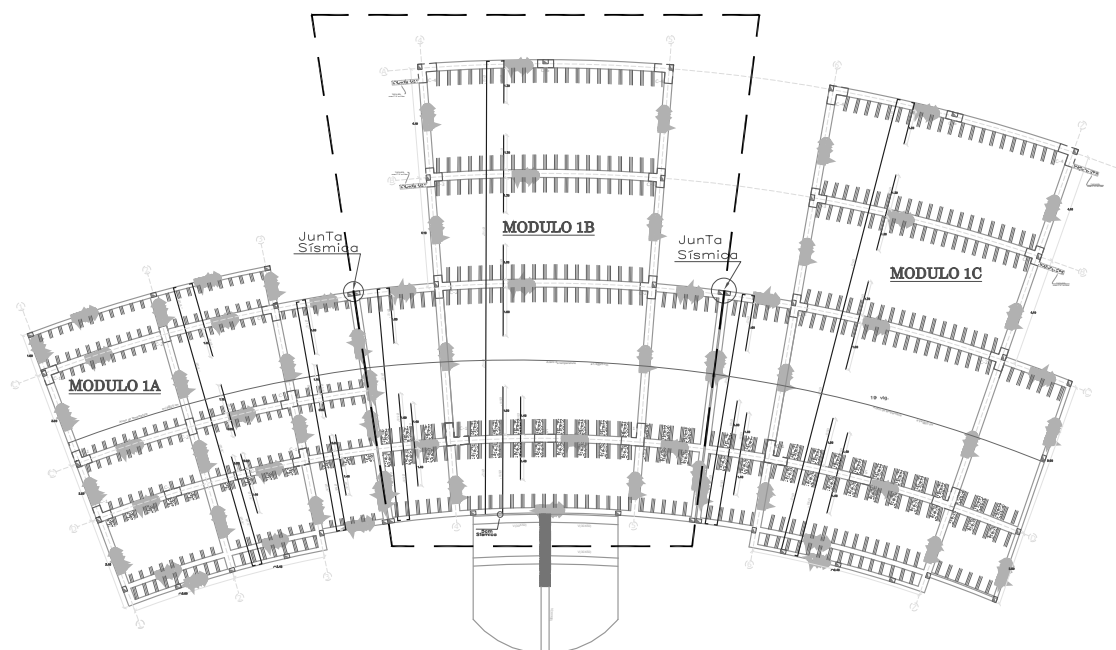
La estructura de Ingeniería de Minas está destinada a los servicios de educación universitaria y está organizada en cuatro módulos independientes, cada uno diseñado para satisfacer necesidades específicas de formación e investigación. La figura 16 presenta el plano en planta de la infraestructura, destacando la ubicación del Módulo 01, el cual será objeto de un análisis detallado en este estudio, considerando su funcionalidad, distribución de espacios y adecuación a los requisitos académicos y operativos establecidos.

Figura 16 Plano estructural en planta



Fuente: Obtenido del expediente técnico

El modulo 01 esta compuesto por tres secciones como se muestra en la figura 17, estas secciones se encuentran independizados por juntas sísmicas de 5cm de espesor, bajo esta premisa se detalla que el modulo 01 sección B sera el analizado para esta tesis por la importancia de su contenido.

Figura 17 Plano estructural en planta - módulo 01

Fuente: Obtenido del expediente técnico

El módulo 01-B consta de dos pisos con un ambiente por piso y pasadizo en común, como se muestra en la tabla 14. Como se observa en la tabla, se tiene ambientes de mucha importancia tanto en contenido como en resguardo de vida

Tabla 14 Ambientes del módulo 01 - B

Modulo	Zona	Ambientes	Área (m2)
Módulo 01 - B	Educativa	Primera Planta	
		Laboratorio de Geotecnia	120.50
		Pasadizo	50.25
		Segunda Planta	
		Sala de dibujo	120.50
		Pasadizo	60.25

Fuente: Adaptado del expediente técnico

El sistema estructural diseñado para soportar cargas tanto verticales como sísmicas está compuesto por pórticos de concreto armado dispuestos en ambas direcciones. La cimentación consiste en zapatas aisladas de concreto armado, instaladas a una profundidad mínima de 2.00 m, complementadas por cimientos y subcimientos corridos conectados a las zapatas. Las columnas de la estructura tienen formas en T, L o cuadradas, con un ancho de 30 cm, mientras

que las vigas presentan anchos entre 20 cm y 30 cm, con peraltes que varían entre 35 cm y 55 cm en todos los niveles de la edificación. La figura 17 ilustra la distribución de los sistemas de techo, los cuales constan de losas aligeradas de 20 cm de espesor.

En la dirección corta X esta compuesto por cuatro ejes (del eje A al eje D) y consta de 4 pórticos, en la dirección larga Y se tiene dos ejes (eje 4 y eje 5) y tiene 2 pórticos.

4.2.1 Propiedad de los materiales

Los materiales usados en la edificación para los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales fue el concreto y el acero de refuerzo (concreto armado), para los elementos no estructurales se utilizaron muros de albañilería.

En la tabla 15 se muestra un resumen de las propiedades de los materiales utilizados en la edificación.

Tabla 15 *Propiedades lineales de los materiales*

Descripción	Concreto	Acero de refuerzo	Albañilería
Peso específico (γ)	2400 kg/m ³	7850 kg/m ³	1800 kg/m ³
Esfuerzo de compresión (f'_c, f'_m)	210 kg/cm ²	—	65 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia (f_y)	—	4200 kg/cm ²	—
Modulo de elasticidad (E)	217370.65 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²	32500 kg/cm ²
Coefficiente de poisson (μ)	0.20	—	—

Fuente: Adaptado del expediente técnico

4.2.2 Cargas de gravedad

Las cargas muertas y las cargas vivas son las dos categorías de cargas que actúan sobre la estructura. Las cargas más representativas utilizadas para calcular el peso sísmico de la estructura se muestran en la Tabla 16.

Para las cargas muertas se considero el peso de las tabiquerías de albañilería, se detalla que estas fueron confinados con columnetas y viguetas separados del sistema aporticado mediante juntas sísmicas de 2.5cm por este motivo se considero como carga muerta aplicadas a las vigas correspondientes.

La estructura esta compuesto por un techo de losa aligerada de 20cm de peralte, con esto en la norma peruana E.020 se tiene la carga muerta de este espesor.

Tabla 16 Cargas de gravedad aplicadas en la estructura

Cargas	Descripción	Carga repartida
Carga Muerta	Losa aligerada (h=20 cm)	300 kg/m ²
	Recubrimiento	100 kg/m ²
	Tabique (h= 2.7m)	547 kg/m
	Tabique (h= 1.9m)	385 kg/m
Carga Viva	Aulas	250 kg/m ²
	Pasadizo	400 kg/m ²
	Techo	100 kg/m ²

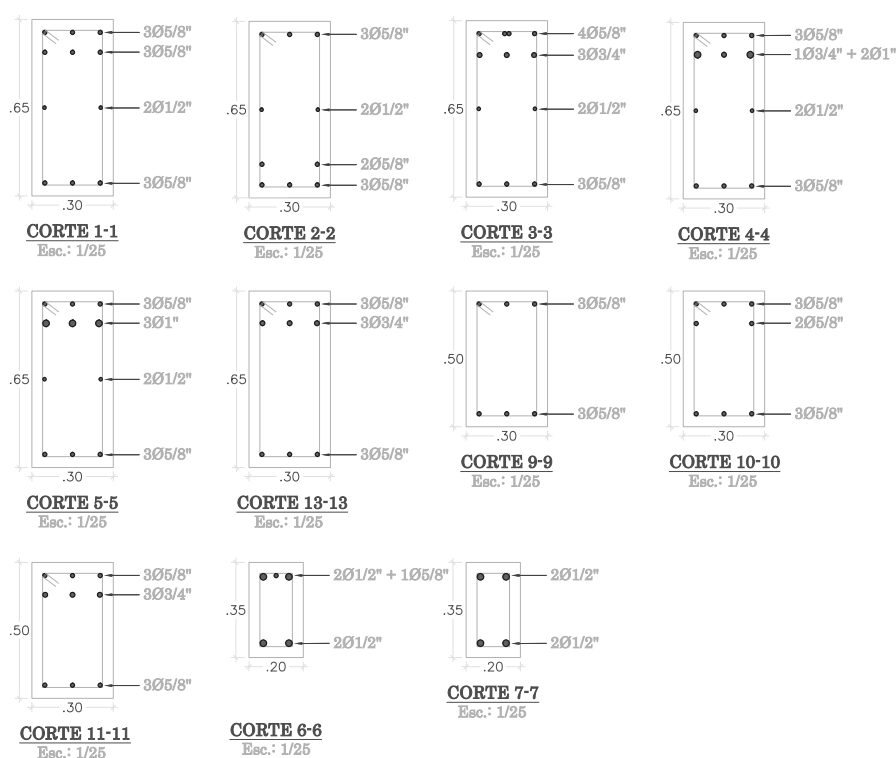
Fuente: Elaboración propia

4.2.3 Elementos estructurales de la edificación

Los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales con el que cuenta la infraestructura son: vigas, columnas, losa aligerada, zapatas aisladas y un caso especial de columna tapa-sol.

4.2.3.1 Vigas

Las dimensiones de las vigas de concreto armado y su detalle de refuerzo se encuentra en la figura 18. Se observa que se tienen vigas de 30cm de ancho en su mayoría y un peralte entre 35cm a 65 cm, esto se debe a las cargas que soportan estas.

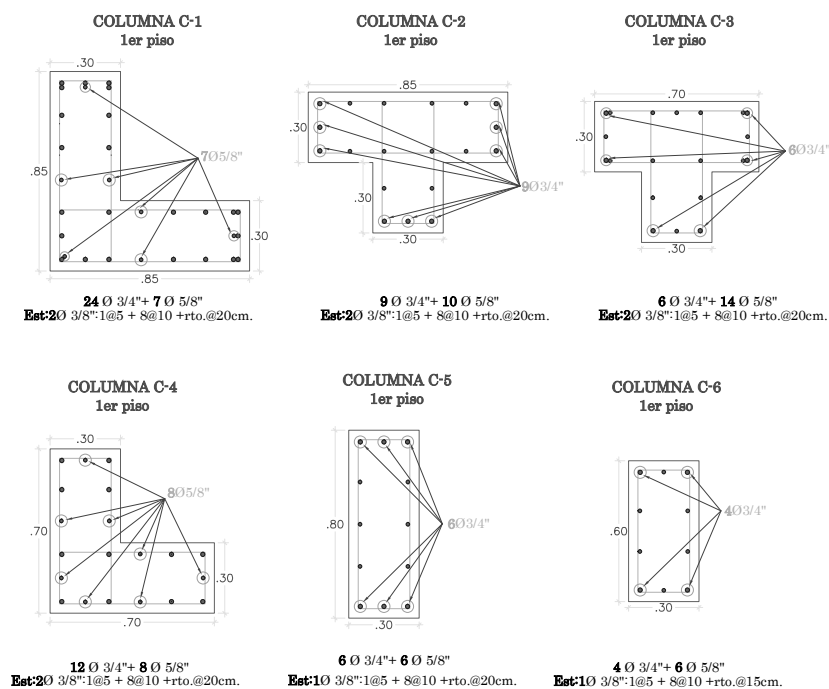
Figura 18 Sección transversal de vigas de concreto armado

Fuente: Obtenido del expediente técnico

4.2.3.2 Columna

Las medidas y el detalle del refuerzo de las columnas del primer piso se muestran en la figura 19. Hay seis tipos de secciones transversales de columnas en el infraestructura con formas distintas, esta para poder dotar de rigidez a ambas direcciones de manera similar.

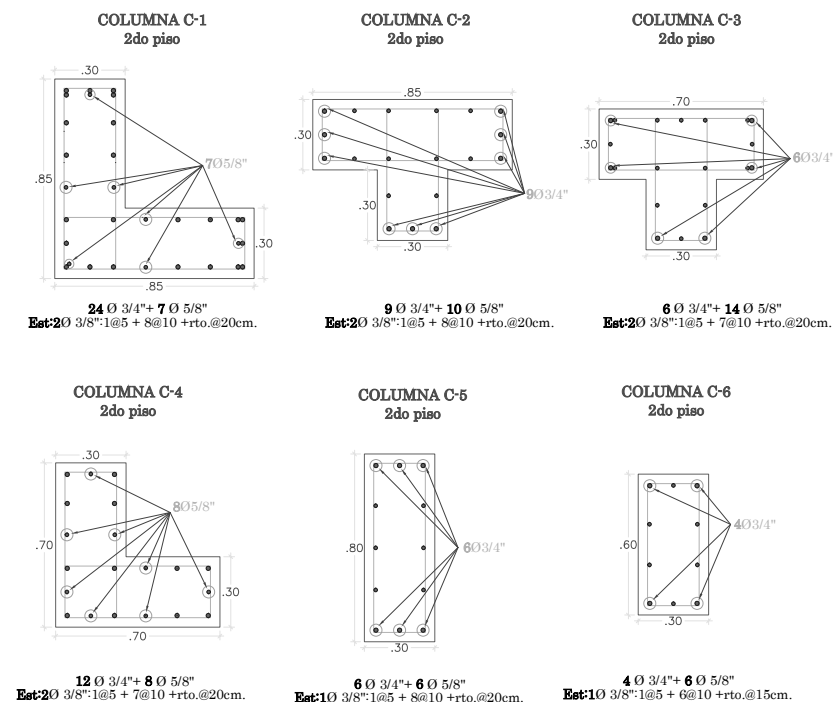
Figura 19 Detalle de columnas de concreto armado - 1er piso



Fuente: Obtenido del expediente técnico

Para el detalle de las columnas del segundo piso se muestran en la figura 20.

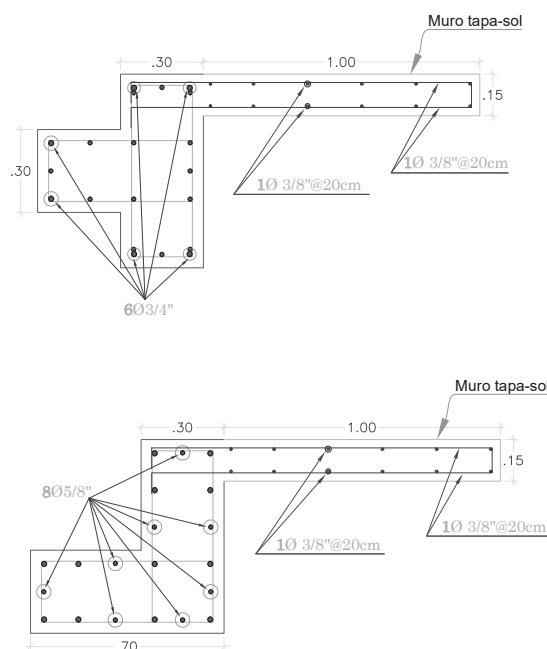
Figura 20 Detalle de columnas de concreto armado - 2do piso



Fuente: Obtenido del expediente técnico

Entre los ejes A-A y B-B del eje 4-4 del modulo 01-B se tienen dos muros tapa-sol que están unidos monolíticamente con las columnas tipo C-4 y C-3 como se observa en la figura 21.

Figura 21 Detalle de columnas tapa-sol



Fuente: Obtenido del expediente técnico

4.2.3.3 Zapatas y cimientos corridos

Las medidas y el detalle del refuerzo de las zapatas aisladas y cimientos corridos se muestran en la tabla 17. La infraestructura está compuesta por zapatas aisladas de 0.55 m de peralte; adicionalmente unidas a esta se tienen los cimientos y sub-cimientos de 0.50 m de ancho.

Tabla 17 Medidas y detalles de refuerzo de zapatas y cimientos

Tipo	Sección	Altura (m)	Acero longitudinal	Acero transversal
Z-1	2.00 m x 2.00 m	0.55	11 ϕ 5/8" @ 20cm	11 ϕ 5/8" @ 20cm
Z-2	1.90 m x 1.60 m	0.55	9 ϕ 5/8" @ 20cm	10 ϕ 5/8" @ 20cm
Z-3	1.70 m x 1.50 m	0.55	8 ϕ 5/8" @ 20cm	9 ϕ 5/8" @ 20cm
Z-4	1.60 m x 1.60 m	0.55	9 ϕ 5/8" @ 20cm	9 ϕ 5/8" @ 20cm
cimiento corrido	base: 0.50m	0.60	—	—
Sub cimiento	base: 0.50m	0.40	—	—

Fuente: Adaptado del expediente técnico

Los planos de todos los elementos estructurales se muestran en el Anexo C de la tesis.

4.3 Calibración del comportamiento no lineal

La calibración es un proceso iterativo que tiene como objetivo optimizar la correlación entre los resultados obtenidos a partir de modelos físicos y computacionales, permitiendo así evaluar la confiabilidad del sistema. Los parámetros de comparación para la respuesta no lineal incluyen aspectos como la rigidez, la resistencia, la deformación y la amplitud del bucle histerético.

Una vez que los modelos han sido calibrados, los resultados computacionales pueden predecir con exactitud el comportamiento de la estructura real (Gomez-Rivas, Pincus & Tito, 2012). En esta sección se exponen los resultados experimentales obtenidos de pórticos de concreto armado, junto con la calibración correspondiente de su modelo inelástico.

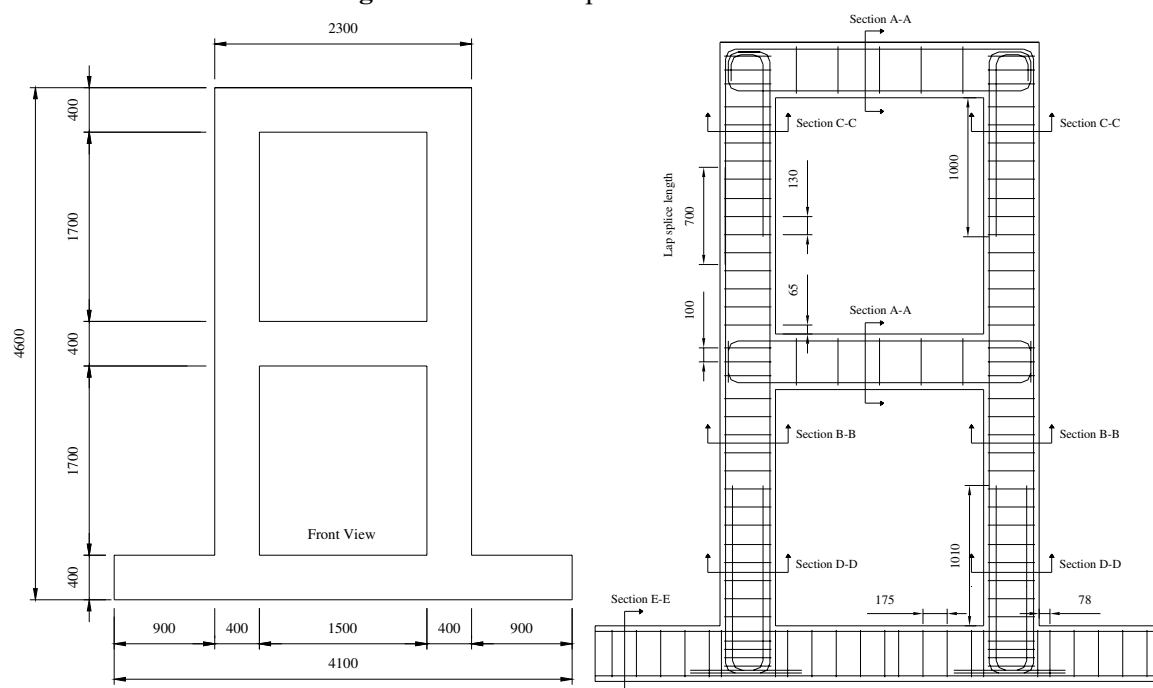
4.3.1 Comparación entre el modelo numérico y resultado experimental

Esta sección presenta los resultados tanto del modelo computacional creado en el programa ETABS V20.1.0 como del modelo físico de laboratorio. La rigidez, la resistencia máxima y la capacidad de deformación son los criterios de comparación de los resultados en el contexto de la respuesta en el plano de los componentes examinados.

4.3.1.1 Representación física experimental

Duong (2006) en su investigación se construyó y ensayó un pórtico de concreto armado de un solo vano, de dos plantas y con condiciones de base fija. Las dimensiones de las vigas y columnas se muestra en las figuras 22 y 23.

Figura 22 Modelo experimental analizado

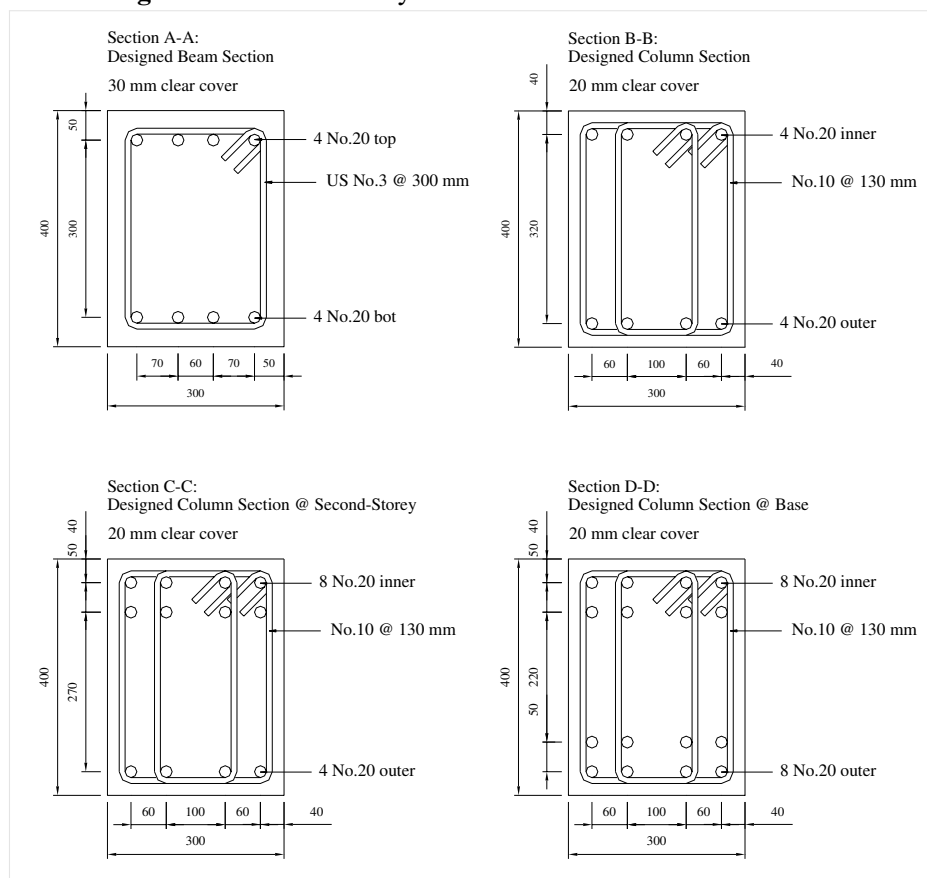


(a) Dimensiones nominales del marco

Fuente: Obtenido de Duong (2006)

(b) Disposición del refuerzo del marco

Fuente: Obtenido de Duong (2006)

Figura 23 Dimensiones y detallado de elementos estructurales

Fuente: Obtenido de Duong (2006)

Duong (2006) da cuenta que el pedido de hormigón tenía una resistencia a la compresión a los 28 días especificada de 20 MPa, sin embargo el valor medido fue de 30 MPa. Se estimó que el pedido de hormigón de 20 MPa produciría una resistencia a la compresión a los 28 días de aproximadamente 30 MPa, finalmente en las pruebas de resistencia del concreto para 28 días se obtuvo un esfuerzo de concreto de 34.4 MPa.

Para el acero de refuerzo, se realizaron los ensayos de tracción mediante el cual se visualizan los resultados en la tabla 18.

Tabla 18 *Propiedades del acero de refuerzo*

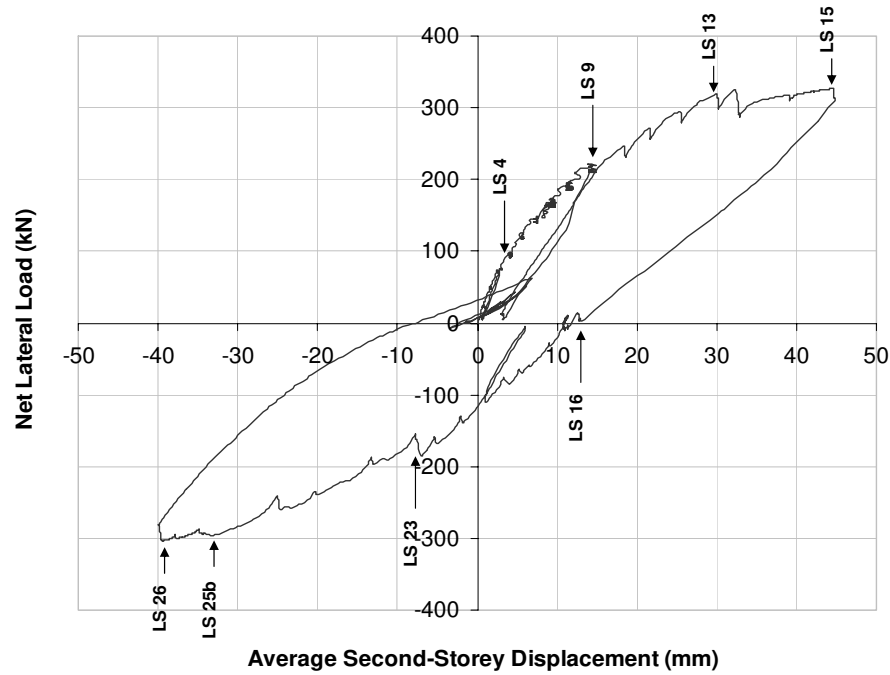
Diámetro de barra	$\varepsilon_y (10^{-3})$	$\varepsilon_{sh} (10^{-3})$	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Nro 10	2.38	22.8	455	583
Nro 20	2.25	17.1	447	603
US #3	2.41	28.3	506	615

Fuente: Adaptado de Duong (2006)

El régimen de pruebas comenzó aplicando una carga vertical constante de 420 kN en la parte superior de cada columna, esta carga de fuerza controlada se mantuvo durante toda la duración de las pruebas. La carga horizontal se aplicó en modo de desplazamiento controlado esta carga se aplicó en la viga del segundo piso.

La figura 24 da cuenta de la respuesta estructural del pórtico la cual es empleada en el proceso de calibración.

Figura 24 Carga lateral vs. Desplazamiento del segundo piso

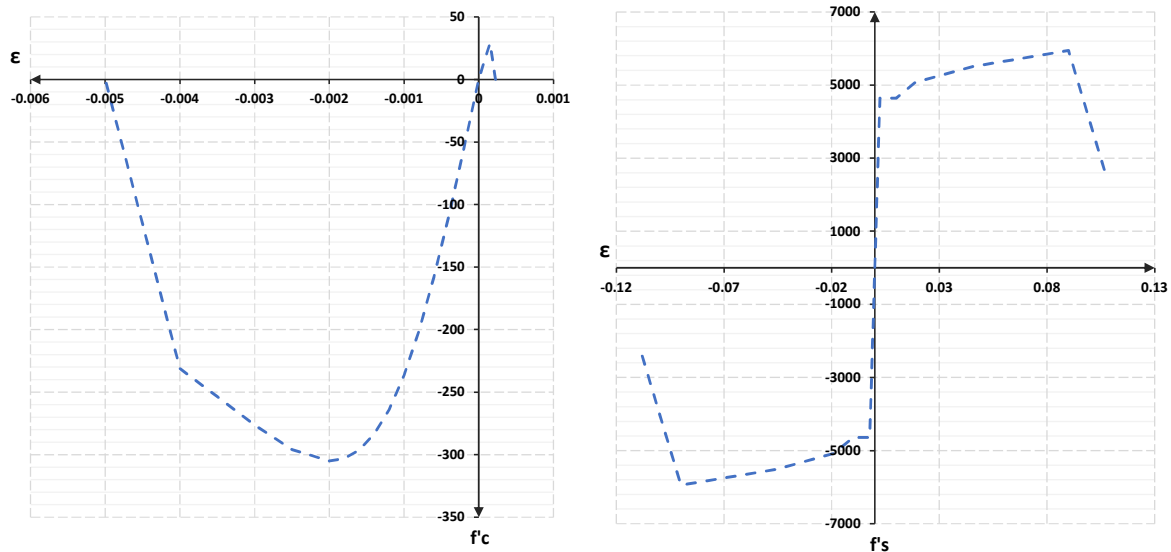


Fuente: Obtenido de Duong (2006)

4.3.1.2 Simulación computacional

Las rótulas concentradas y el tipo de fibra para los elementos del pórtico fueron los dos modelos no lineales a partir de los cuales se idealizaron los componentes del pórtico examinado. Los modelos constitutivos de los materiales, mostrados en las figuras 25a y 25b, se utilizaron para caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales para el modelo tipo fibra.

Figura 25 Leyes uniaxiales esfuerzo-deformación del pórtico calibrado



(a) Modelo constitutivo del concreto

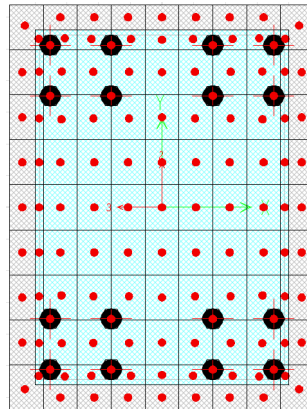
Fuente: Elaboración propia

(b) Modelo constitutivo del acero

Fuente: Elaboración propia

La sección de la columna del primer nivel, idealizada a partir de fibras de concreto longitudinal y fibras de acero de refuerzo, se observa en la figura 26.

Figura 26 Modelo no lineal tipo fibra

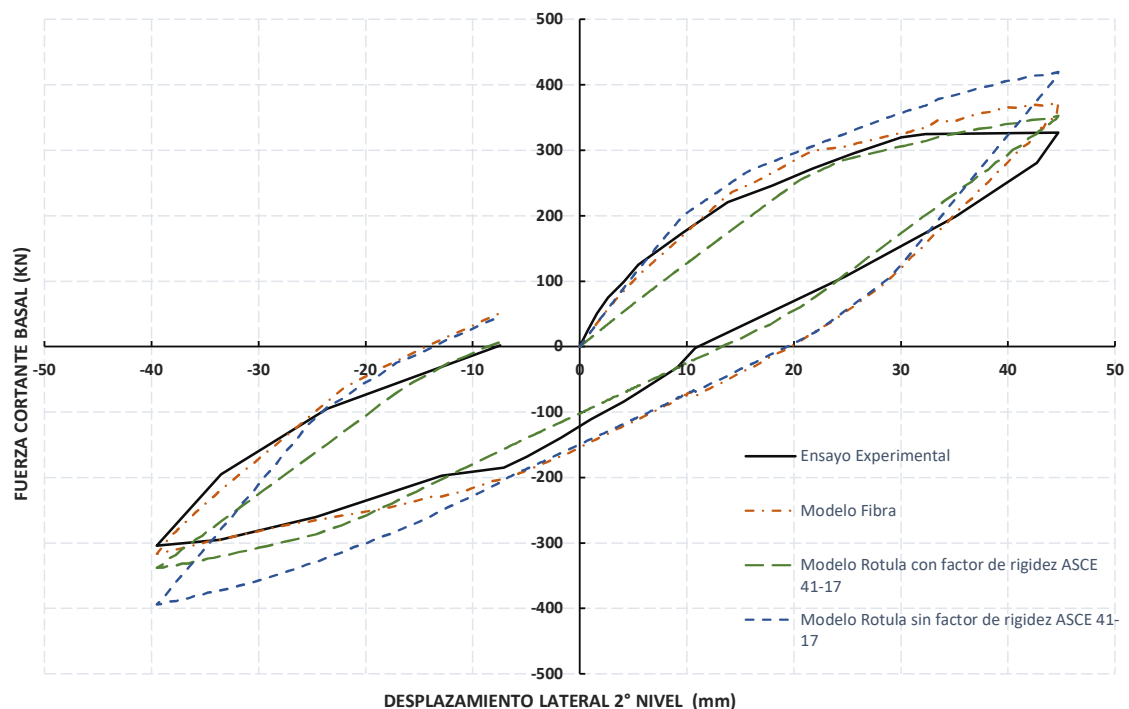


Fuente: Obtenido de SAP2000

La no linealidad del material se representó para el modelo de rótula concentrada mediante las curvas envolventes exigidas por la (ASCE, 2017b). La figura 6 muestra los puntos notables que se considera que definen la relación curvatura-rotación.

Para realizar la simulación se utilizó un análisis no lineal tiempo historia cuya solución se determina por integración directa. Se utilizó una fracción de amortiguación del 50% para eliminar completamente las vibraciones y un retardo de un segundo entre cada instante de carga. En la figura 27 se muestran la respuesta experimental y la derivada de los modelos computacionales.

Figura 27 Resultados de la calibración del pórtico de concreto armado considerando diversos modelos inelásticos



Fuente: Elaboración propia

Según Villacorta (s.f.), el uso de procedimientos no lineales comienza con el proceso de «calibración», que consiste esencialmente en duplicar ensayos monotónicos o cíclicos utilizando nuestra herramienta de análisis (software, programa, código, etc.) en un esfuerzo por hacer que nuestra simulación replique lo siguiente: rigidez elástica, rigidez después de la fisuración, rigidez después de la fluencia, resistencia última y disipación de energía.

La tabla 19 resume los valores de rigidez lateral inicial, rigidez lateral post agrietamiento y la resistencia última (el análisis se realizó en el medio ciclo positivo) correspondiente a la primera fase de carga.

Tabla 19 Evaluación comparativa de los parámetros de rigidez lateral y capacidad resistente del pórtico

Modelo	Rigidez Inicial KN/mm	Rigidez Post - Agrietamiento KN/mm	Resistencia KN/mm
Rotula sin rigidez efectiva	21.79	16.19	419
Rotula con rigidez efectiva	13.07	12.37	352
Fibra	20.63	13.28	351
Físico	24	12.6	327

Fuente: Elaboración propia

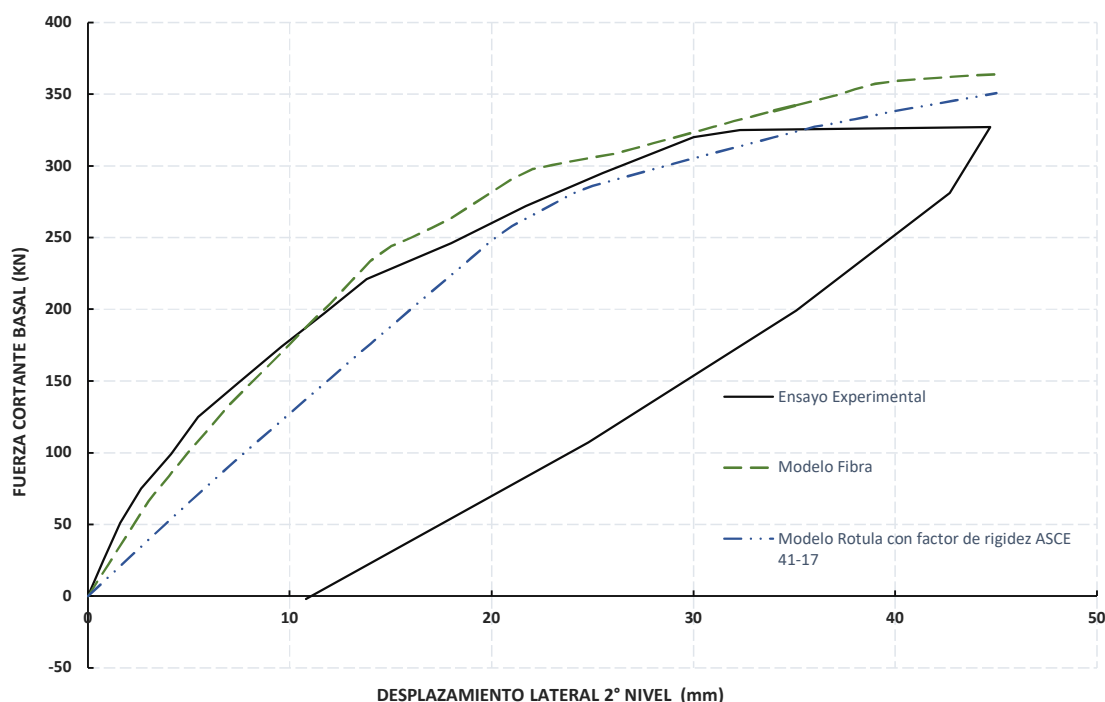
Structural (2024) nos menciona que para evaluar una calibración es recomendable tener calificaciones de los parámetros analizados como: buena, aceptable, regular y mala. Estas calificaciones son cualitativas y vienen con la cercanía de los datos obtenidos en comparación con los datos del ensayo, bajo esto se muestra la tabla 20 con la valoración de los modelos computacionales realizados:

Tabla 20 Calificación de los modelos computacionales

Modelo	Calificación
Rotula sin rigidez efectiva	Regular
Rotula con rigidez efectiva	Aceptable
Fibra	Aceptable

Fuente: Elaboración propia

Se ha llevado a cabo un análisis estático no lineal, conocido también como pushover, con el propósito de comprobar que la curva de capacidad obtenida del modelo computacional sea comparable con la curva envolvente del ensayo de laboratorio. De este modo, se busca establecer un modelo inelástico para realizar un correcto análisis y proporcionar valores realistas del desempeño de la estructura, objetivo central de esta tesis. Tanto la curva de capacidad del análisis pushover como la curva experimental se presentan en la figura 28.

Figura 28 Curva de capacidad obtenido con un análisis estático no lineal

Fuente: Elaboración propia

Se analizó solo con dos modelos inelásticos por lo expuesto en la tabla 19, es así que se puede notar que el modelo tipo fibra da resultados más cercanos a los experimentales.

Con estas gráficas y resultados se establece que el modelo de rotula sin considerar factores de rigidez efectiva sobreestima los valores de rigidez post-agrietamiento y resistencia máxima. Para el modelo de rotula considerando la rigidez efectiva se tiene valores cercanos al modelo de ensayo con una variación de 1.83 % y 7.65 % para la rigidez post-agrietamiento y la resistencia máxima respectivamente, respecto al modelo fibra se tiene mucha cercanía en todos los parámetros analizados con un 14.04 %, 5.40% y 7.34% para la rigidez inicial, rigidez post-agrietamiento y la resistencia máxima respectivamente.

El modelo de plasticidad distribuida tipo fibra será empleado en la idealización del edificio a analizar en este capítulo por la complejidad de esta.

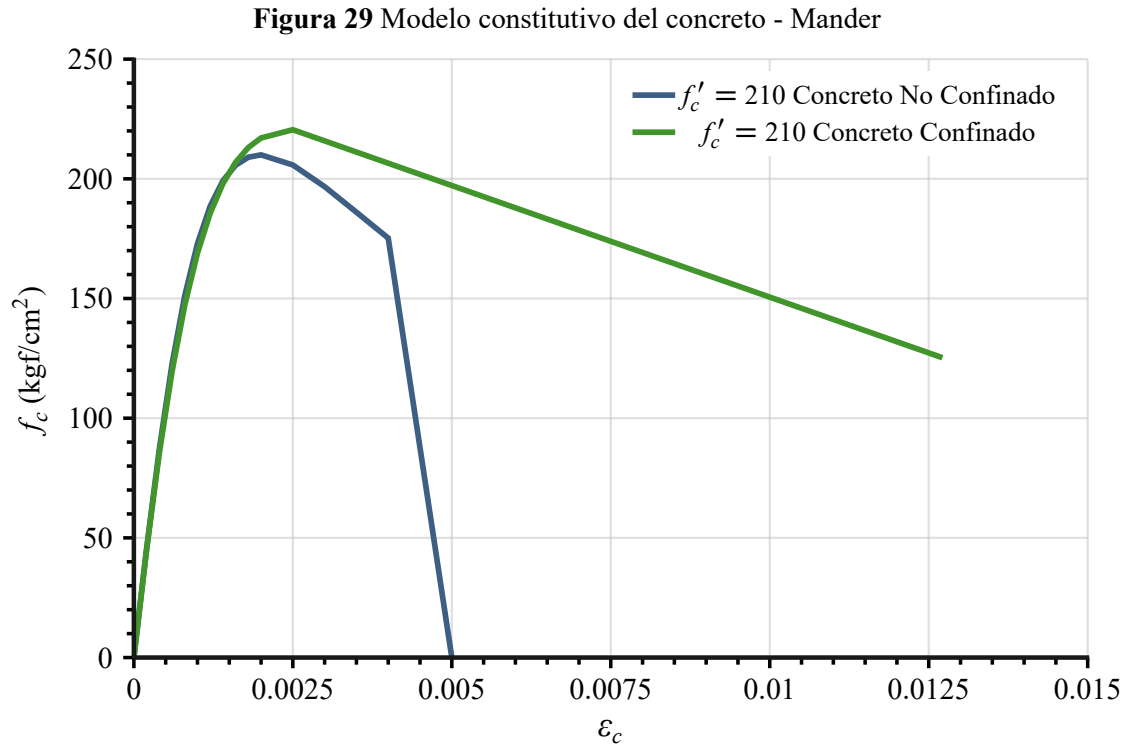
4.4 Análisis estático no lineal

En esta apartado se aborda el análisis estático no lineal, como primer análisis se realiza con una base empotrada. La finalidad es obtener la curva de capacidad, punto de desempeño para finalmente evaluar el comportamiento sísmico del edificio todo esto en la dirección X e Y.

Para modelar el edificio se utiliza el software ETABS. Modelare las vigas y las columnas como elementos tipo frame. El acero de los planos estructurales se incluye en las secciones transversales de los elementos, y el centro de masa del último nivel es donde se encuentra el punto de control de la curva de capacidad.

4.4.1 Modelo inelástico de los materiales

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de las columnas se usa el modelo de Mander para concreto confinado y no confinado como se muestra en la figura 29.

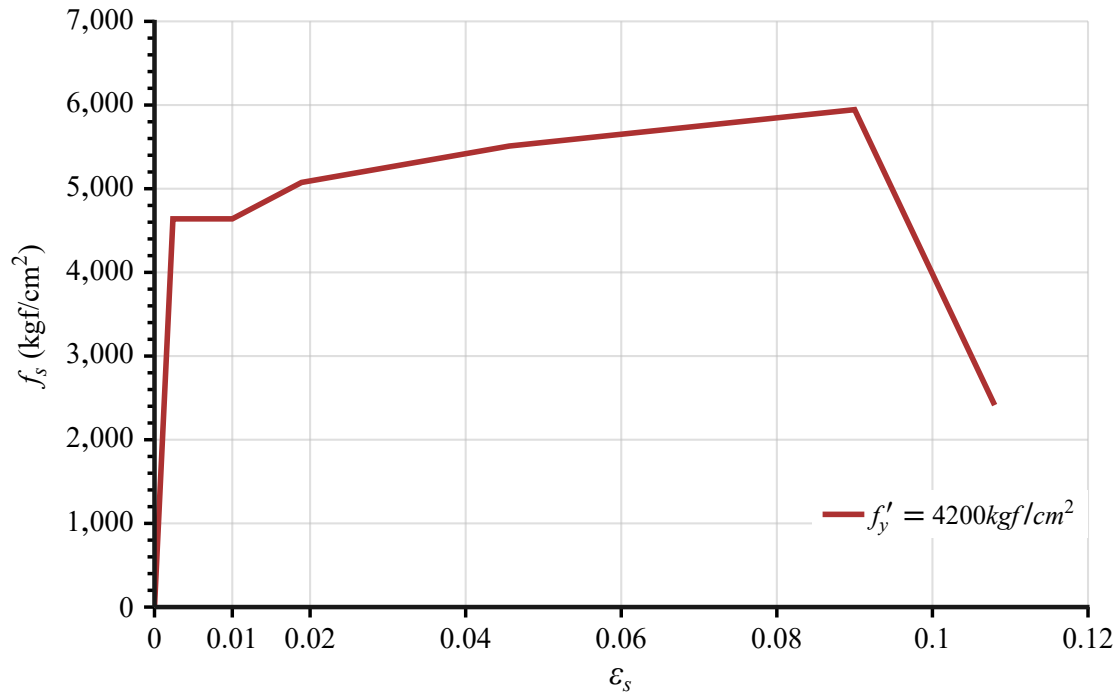


Fuente: Elaboración propia

Como se observa no hay gran diferencia en la resistencia de un modelo confinado y no confinado, esto debido al refuerzo transversal de los elementos estructurales de la edificación.

Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park y Paulay (modelo de ETABS) como se muestra en la figura 30 en la cual se representa solo la mitad del comportamiento del acero debido a que es el mismo tanto a tracción como a compresión.

Figura 30 Modelo constitutivo del acero de refuerzo - Park y Paulay



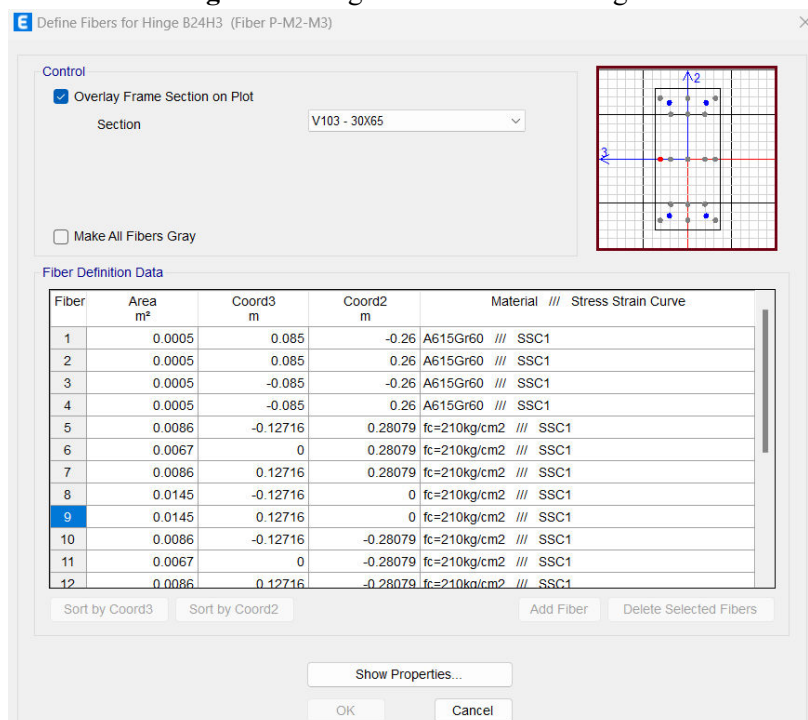
Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Modelo inelástico de los elementos estructurales

4.4.2.1 Vigas

El modelo inelástico para las vigas es el tipo fibras como se muestra en la figura 31, como se observa en la calibración realizada este modelo otorga una buena aproximación a los ensayos reales.

Figura 31 Asignación de fibras en vigas

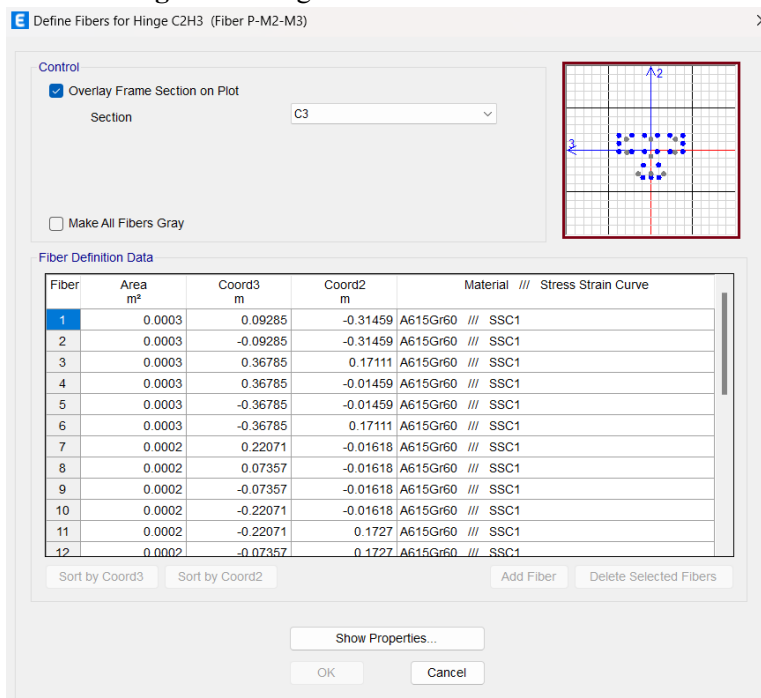


Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

4.4.2.2 Columnna

El modelo inelástico utilizado es el tipo fibras como se muestra en la figura 32, como ya se menciono el modelo de fibras para los elementos estructurales nos da resultados aceptables.

Figura 32 Asignación de fibras en columnas



Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

En términos generales, el modelo inelástico de fibras se emplea tanto para vigas como para columnas, como se muestra en la sección 4.3.1. Este modelo no requiere factores de rigidez efectiva, ya que se analiza a lo largo de toda la longitud del elemento. Además, es un modelo que tiende a converger de manera confiable en múltiples iteraciones, ofreciendo la ventaja adicional de permitir la visualización de los esfuerzos y deformaciones a nivel de cada fibra. En comparación, el modelo de rótula con rigidez efectiva, aunque igualmente aceptable, presenta problemas de convergencia y puede generar resultados inexactos al ser aplicado automáticamente según las tablas del ASCE/SEI 41-17.

4.4.3 Patrón de cargas laterales y de gravedad

En la sección 7.2.2 el capítulo 7 del ASCE/SEI 41-17 nos menciona que para los procedimientos no lineales las cargas de gravedad y combinaciones de cargas se usa la ecuación 4.1, se tomó esta ecuación y se registró en el software como se observa en la figura 35a.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (4.1)$$

donde:

Q_D = Acción causada por las cargas muertas

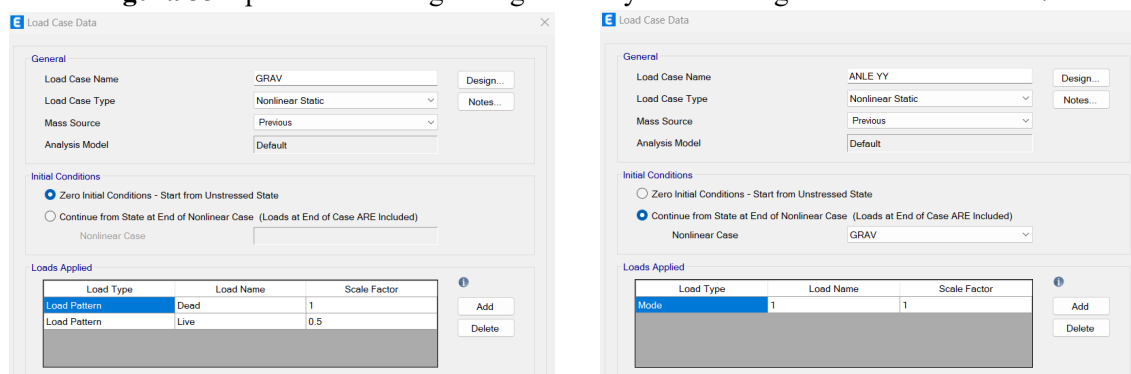
Q_L = Acción causada por la carga viva

Q_S = Acción causada por la carga de nieve efectiva

Con respecto a las cargas laterales el ASCE (2017b) nos comenta que: “se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de la masa en el plano de cada diafragma de piso. La distribución vertical de estas fuerzas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada.”

El modo fundamental en la dirección X es el modo 02, y en la dirección Y es el modo 01, basado en los modos de vibración. Como se ve en la figura 33, se configura en ETABS v20.1.0 durante la definición de la situación de carga laterales no lineal.

Figura 33 Aplicacion de cargas de gravedad y laterales segun el ASCE/SEI 41-17



(a) Carga de gravedad

Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

(b) Carga lateral en la dirección Y

Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

4.4.4 Niveles de amenaza sísmica

Con respecto a la obtención de los espectros de aceleraciones se tendrá en cuenta las consideraciones de la sección 2.2.2.2, entonces para nuestro análisis se tomará los parámetros de Z, C y S los valores de las aceleraciones estarán en función de la gravedad.

Según el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico se sabe que el proyecto está en una zona sísmica 2 y se tiene un perfil de suelo tipo S2 (Suelos Intermedios), con estos datos se obtienen los siguientes factores:

Tabla 21 Factores de diseño

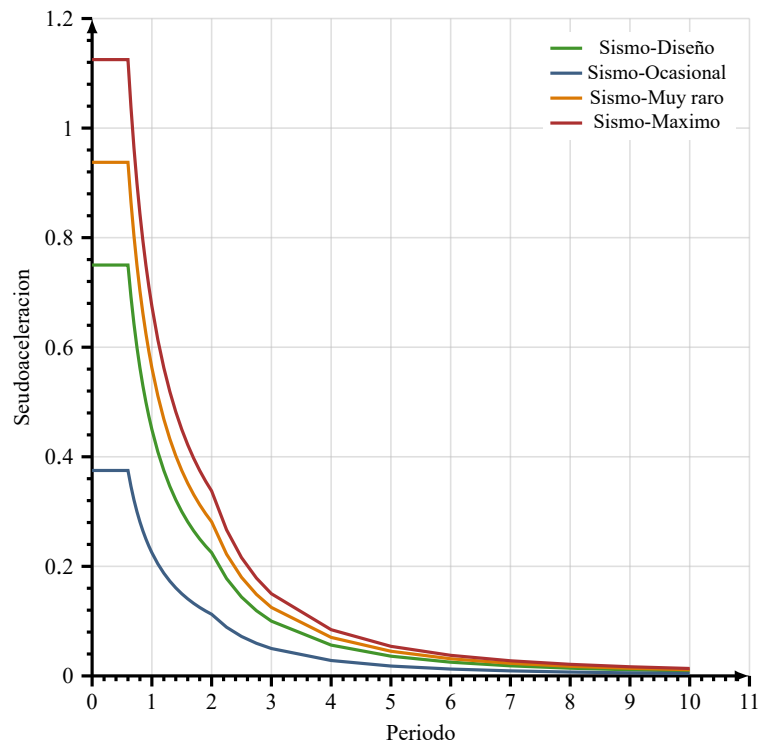
Descripción	Valor
Factor de zonificación sísmica (Z)	0.25
Factor de amplificación del suelo (S)	1.20
Periodo que define la plataforma (T_P)	0.60
Periodo que define el inicio de la zona (T_L)	2.00

Fuente: Adaptado del expediente técnico

Con estos valores se obtienen los espectros de aceleración para las distintas amenazas sísmicas según el factor de amplificación señalado en la tabla 2, estos espectros se ilustran y se muestran

en la figura 34. Se detalla que estos espectros son iguales tanto para la dirección X e Y por tener el mismo sistema estructural.

Figura 34 Espectros de aceleración



Fuente: Elaboración propia

4.4.5 Curva de capacidad

Al tener definido los modelos inelásticos de los materiales, elementos estructurales (vigas y columnas), las cargas de gravedad y las cargas laterales tipo no lineal estático estos parámetros se introducen al software ETABS como se muestra en la figura 35.

Figura 35 Casos de carga de tipo lineal no estático en ambas dirección

(a) Caso de carga en X

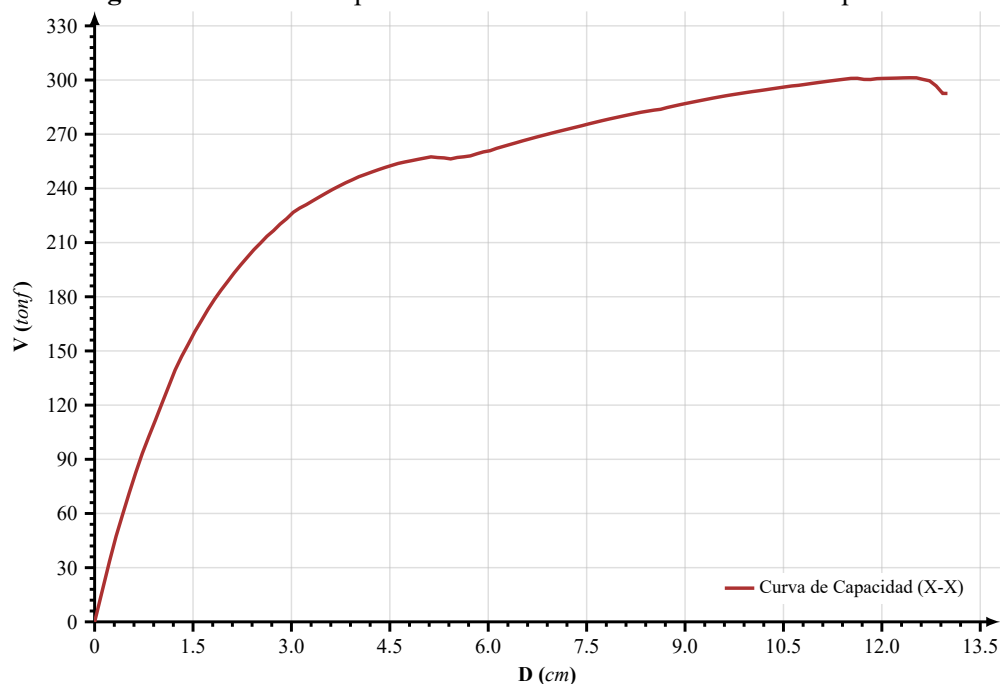
(b) Caso de carga en Y

(a) Caso de carga en X
Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

(b) Caso de carga en Y
Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

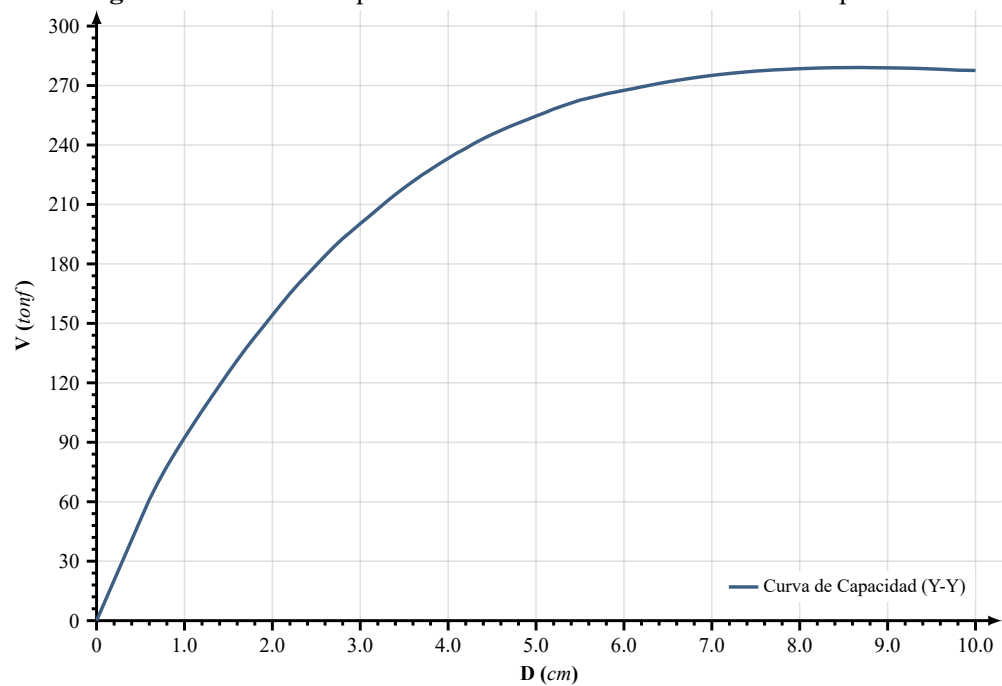
Con estos parámetros definidos dentro del software ETABS se obtiene la curva de capacidad de la edificación en las direcciones X e Y como se muestran en las figuras 36 y 37.

Figura 36 Curva de Capacidad en la dirección X-X – modelo empotrado

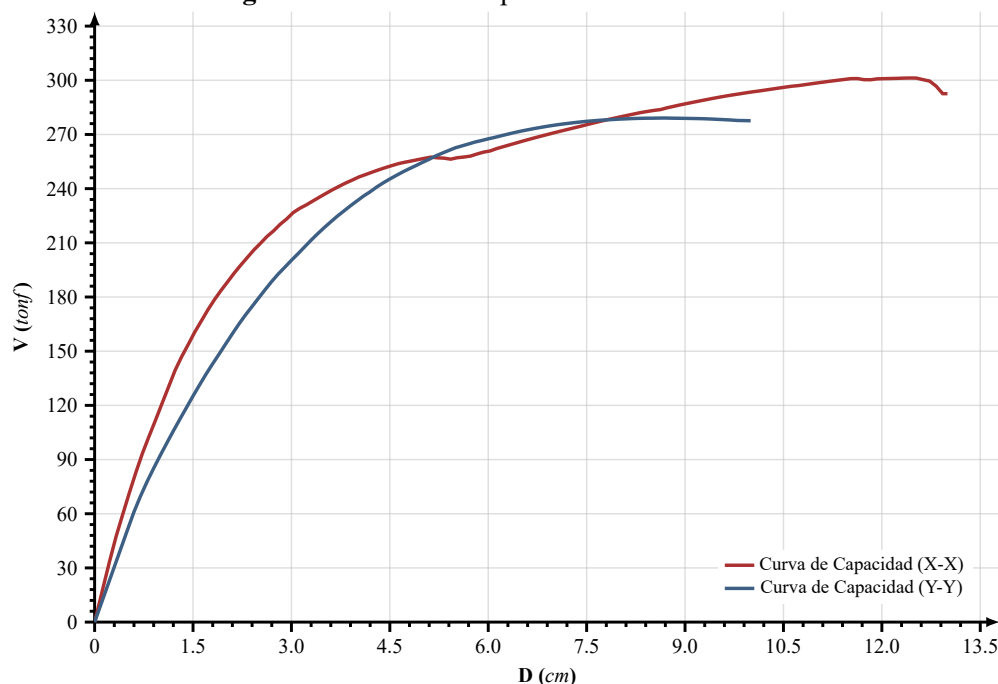


Fuente: Elaboración propia

Figura 37 Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – modelo empotrado



Fuente: Elaboración propia

Figura 38 Curvas de Capacidad del modulo 01-B

Fuente: Elaboración propia

Al observar la figura 38, se aprecia que la rigidez inicial en la dirección X-X es ligeramente mayor que en la dirección Y-Y, lo que resulta en una pequeña diferencia en la resistencia final (V). La disparidad más notable se manifiesta en la deformación última (D), lo cual se atribuye a la mayor cantidad de pórticos en la dirección X-X. Esto provoca que, al aplicarse una fuerza lateral en la dirección X, los pórticos asuman una menor carga lateral en comparación con los pórticos en la dirección Y-Y.

4.4.6 Evaluación del desempeño

Con la obtención de la curva de capacidad en la dirección XX e YY podemos evaluar el desempeño sísmico de la edificación que empieza con la obtención de los puntos de desempeño por cada nivel de amenazas sísmicas. Posterior a esto se obtiene la curva bilineal de la curva de capacidad para determinar los niveles de desempeño según los objetivos de este y los puntos de desempeño determinados.

4.4.6.1 Punto de desempeño

Para la obtención del punto de desempeño se siguió los lineamientos que nos otorga el ASCE/SEI 41-17 como se muestra en la sección 2.2.3.3 en la cual nos describe el método de los coeficientes para la obtención del punto de desempeño.

Mediante un análisis iterativo con la ayuda del software ETABS y la ecuación 2.12 se obtuvo el desplazamiento objetivo para un sismo máximo como se muestra la tabla 22 y 23.

Tabla 22 Desplazamiento objetivo en la dirección *X* - sismo máximo

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.35	T_e (seg)	0.26
K_e (tonf/m)	13025.30	S_a (g)	1.125
K_t (tonf/m)	14634.77	V_y (tonf)	148.70
V (tonf)	230.05	D_y (cm)	1.14
C_2	1.04	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	3.18	$\mu_{strength}$	2.43

Fuente: Elaboración propia

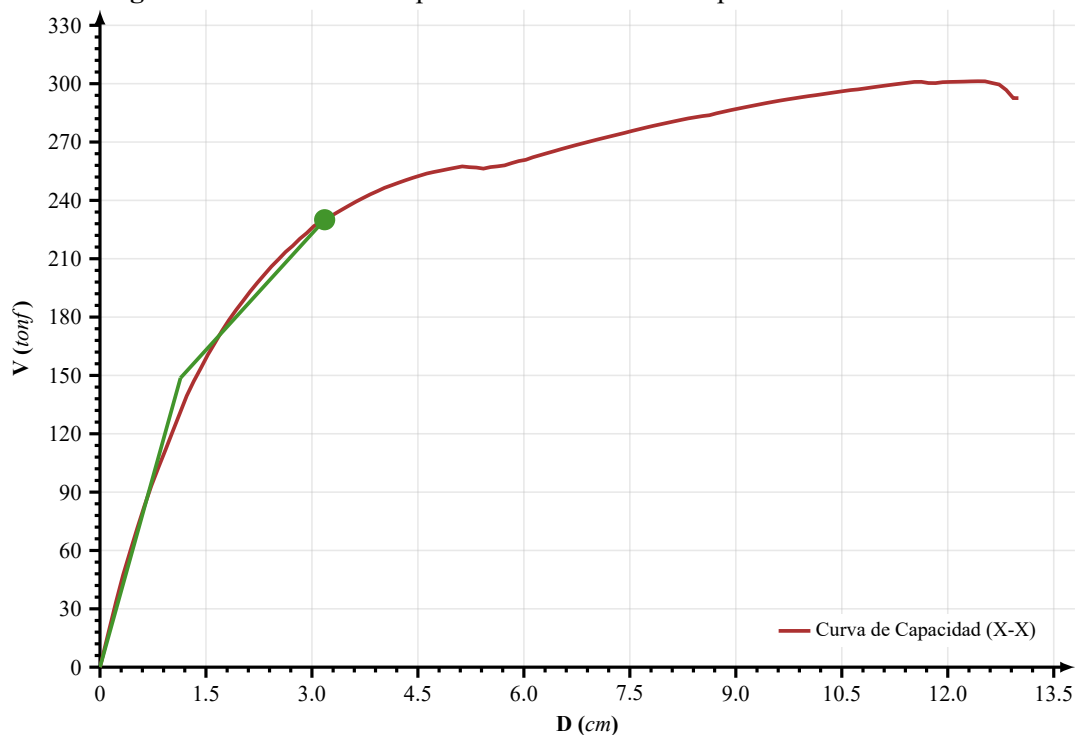
Tabla 23 Desplazamiento objetivo en la dirección *Y* - sismo máximo

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.55	T_e (seg)	0.30
K_e (tonf/m)	9285.30	S_a (g)	1.125
K_t (tonf/m)	10190.60	V_y (tonf)	155.23
V (tonf)	251.62	D_y (cm)	1.67
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	4.83	$\mu_{strength}$	2.33

Fuente: Elaboración propia

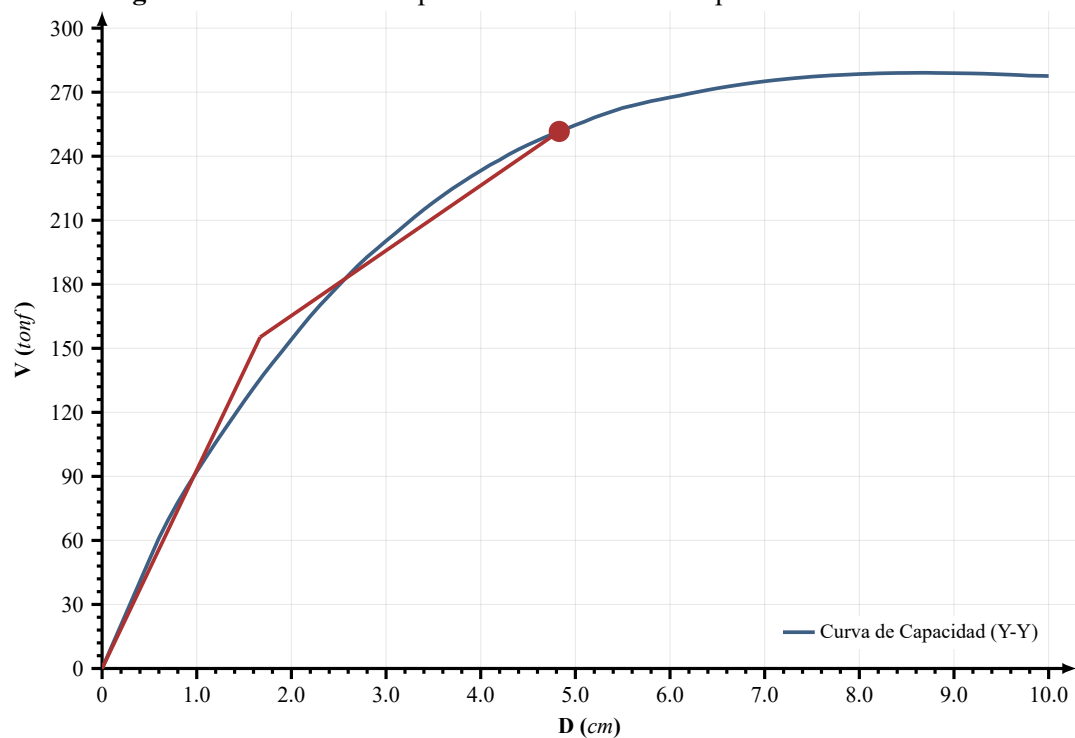
Se detalla que algunos valores se obtuvo de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS. El punto de desempeño para un sismo máximo se observa de manera grafica en las figuras 39 y 40.

Figura 39 Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo máximo



Fuente: Elaboración propia

Figura 40 Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo máximo



Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos objetivo para los demás niveles de amenaza sísmica se presentan en el Anexo A. Los puntos de desempeño en ambas direcciones para los distintos niveles de amenaza sísmica se presentan de manera resumida en la tabla 24.

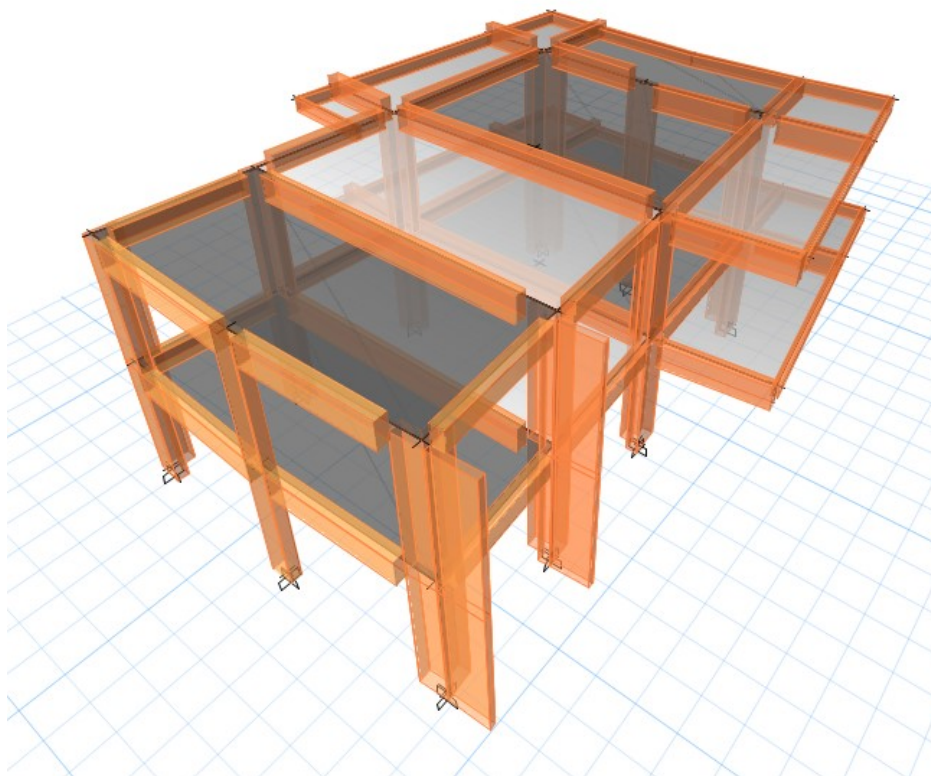
Tabla 24 Puntos de desempeño del modulo 01-B modelo empotrado

Dirección	Sismo	Dp (cm)	V (tonf)
X-X	Ocasional	0.88	107.59
	Raro	1.95	184.68
	Muy Raro	2.54	210.00
	Máximo	3.18	230.05
Y-Y	Ocasional	1.21	106.62
	Raro	3.00	200.43
	Muy Raro	3.89	230.30
	Máximo	4.83	251.62

Fuente: Elaboración propia

4.4.6.2 Evaluación del desempeño según ASCE/SEI 41-17

Los distintos cálculos realizados se desarrollaron en el modelo computación elaborado en el software ETABS como se observa en la figura 41.

Figura 41 Modelo computacional elaborado en el software ETABS

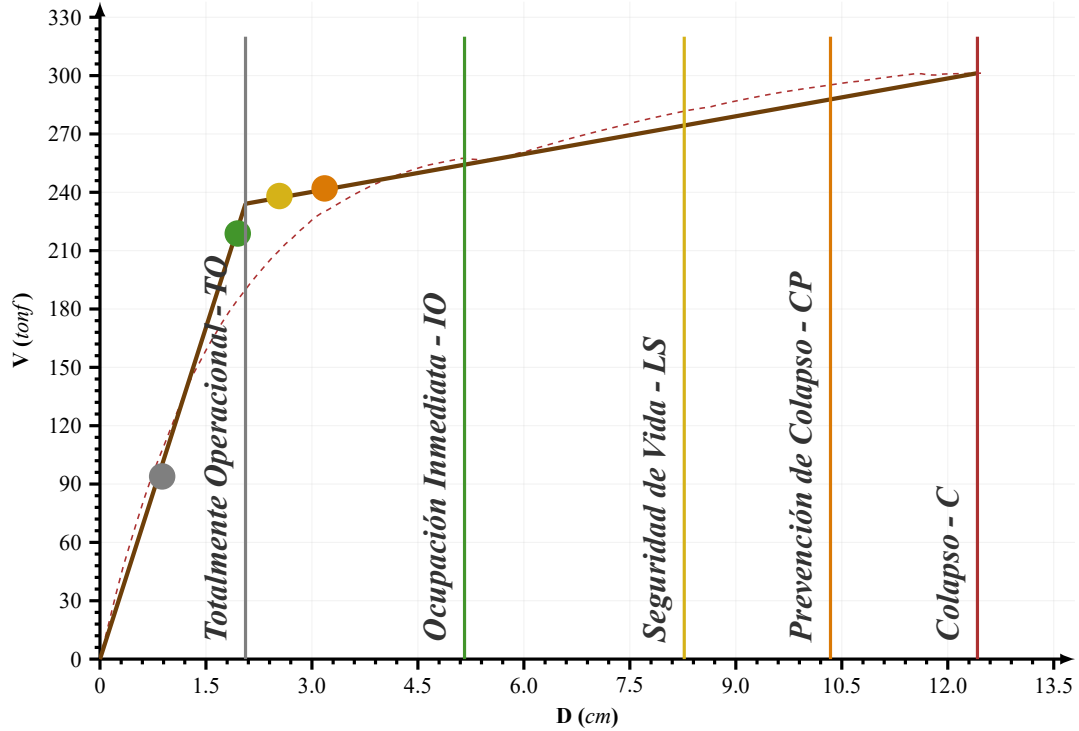
Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

Obtenido los puntos de desempeño para los distintos niveles de demanda sísmica se procede a calcular los niveles de desempeño para esto se utilizara la propuesta del SEAOC - VISION 2000 visto en la sección 2.2.4.2, para lo cual se convertirá a la curva de capacidad en una

curva idealizada (bilineal) con ayuda del software ETABS.

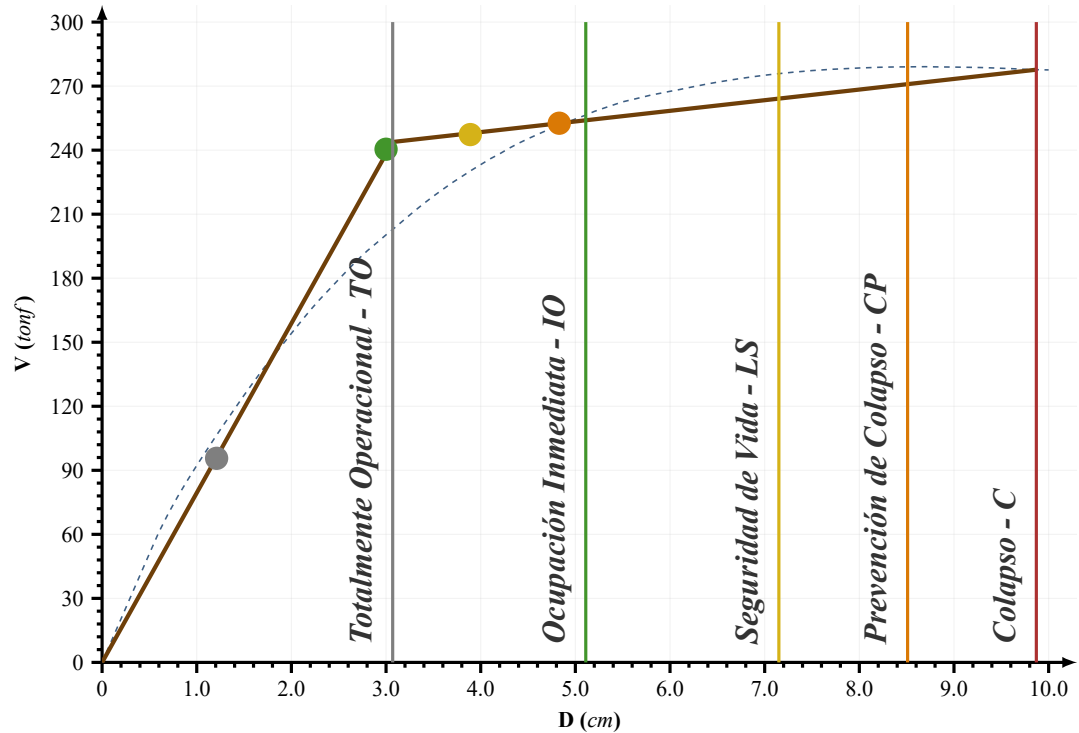
Mediante la curva idealizada se obtiene los niveles de desempeño acorde a los niveles de demanda sísmica analizadas como se muestra en las figuras 42 y 43.

Figura 42 Desempeño Sísmico en la dirección X-X según ASCE/SEI 41-17



Fuente: Elaboración propia

Figura 43 Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según ASCE/SEI 41-17



Fuente: Elaboración propia

En la dirección X la edificación se encuentra totalmente operacional frente a un sismo raro y operacional frente a un sismo muy raro por lo cual se satisface el nivel de desempeño que nos brinda el comité SEAOC VISION 2000 como se muestra en el apartado 2.2.4.2.

Para la dirección Y la edificación se encuentra totalmente operacional frente a un sismo raro y operacional frente a un sismo muy raro por lo cual en esta dirección también se satisface el nivel de desempeño que nos brinda el comité SEAOC VISION 2000. El resumen de los diferentes niveles de desempeño sísmico frente a distintas demandas sísmicas se muestra en la tabla 25.

Tabla 25 Evaluación del Desempeño Sísmico según ASCE/SEI 41-13

Dirección	Sismo	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
X-X	Ocasional	Desempeño			
	Raro	Desempeño			
	Muy raro		Desempeño		
	Máximo		Desempeño		
Y-Y	Ocasional	Desempeño			
	Raro	Desempeño			
	Muy raro		Desempeño		
	Máximo		Desempeño		

Fuente: Elaboración propia

4.5 Incorporación de la interacción suelo-estructura

El modelo de cimentación flexible tiene en cuenta la flexibilidad de la base de cimentación, o suelo, añadiendo rigidez elástica a las zapatas. Además, el pseudoespectro de aceleración debe ajustarse para tener en cuenta la amortiguación y los efectos cinemáticos del suelo de cimentación.

Características del suelo de cimentación

Se presenta en la tabla 26 las características del suelo de fundación obtenidos del estudio de mecánica de suelos del expediente técnico (Ver Anexo C).

Tabla 26 Características del suelo

Descripción	Valor
Tipo de perfil de suelo	S_2
Peso específico del suelo (γ_s)	1.60 ton/m ³
Modulo de Poisson (μ)	0.19
Profundidad de cimentación (D_f)	2.00 m
Zona sísmica (Z)	Z_2
Aceleración gravitación (g)	9.81 m/s ²

Fuente: Adaptado del expediente técnico

4.5.1 Interacción Inercial

Para aplicar las recomendaciones de la ASCE, es necesario clasificar el perfil de suelo (S_2) de acuerdo con la Norma Técnica E.030 dentro de las categorías de sitio establecidas en la ASCE/SEI 7-16. Utilizando las características geotécnicas definidas en nuestra norma local y las correspondientes al tipo de suelo D según la ASCE/SEI 7-16, se identifica una correlación entre ambos perfiles. Además, investigaciones como la de Rivera, Piedra y Paripanca (2016), en la que se emplearon ensayos de medición de ondas de corte, respaldan la relación entre el suelo S_2 y el tipo D. Con base en esta información, se clasificó el suelo de fundación como de **tipo D**.

Se puede observar en la figura 44 que las zapatas están conectadas por los cimientos corridos que no se puede ignorar debido a que tienen un peralte 1.00 metros por lo cual se analizó a esta cimentación de manera global debido a que si consideramos la inercia de cada zapatas sin considerar los cimientos corridos se tiene una gran diferencia, para lo cual se determinó su momento de inercia para ambas direcciones con estas se hizo una sección equivalente a su momento de inercia.

Para obtener la velocidad de onda de corte (V_{so}), se utilizó un estudio realizado en la universidad que determinó las características geotécnicas del suelo y las velocidades de onda. A partir de estas consideraciones, junto con las ecuaciones presentadas en la sección 2.2.6.2 y empleando la tabla 19.3-2 de la ASCE, se presenta la tabla 27.

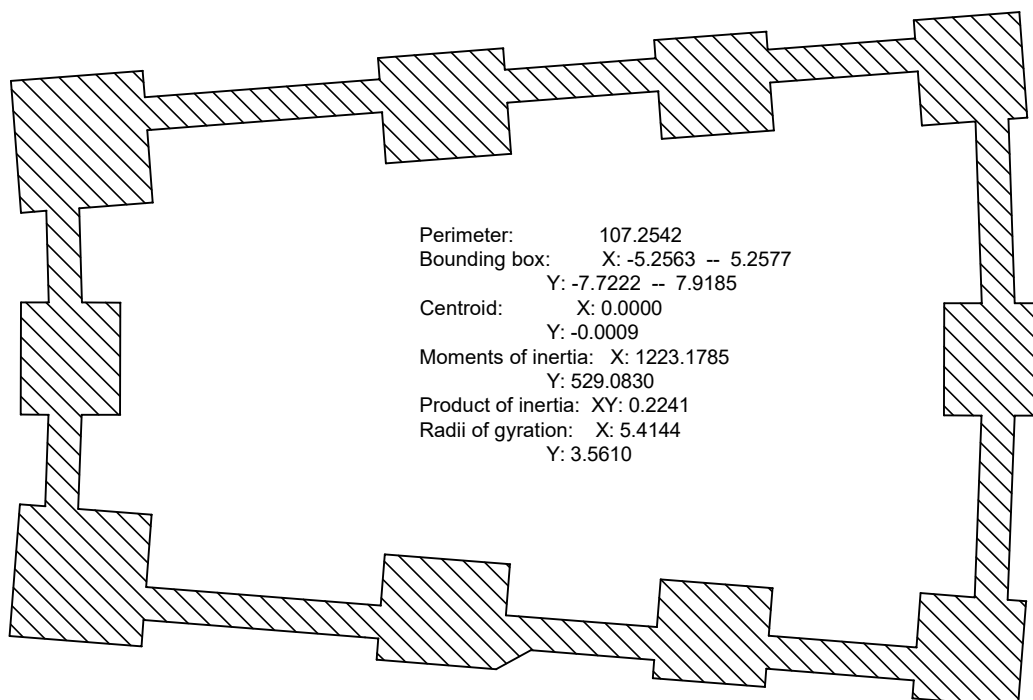
Tabla 27 Características del suelo según ASCE

Descripción	Valor
Ancho de cimentación (B)	8.00 m
Largo de cimentación (L)	12.25 m
Velocidad de onda de corte (V_{so})	214 m/s
Modulo de corte medio (G_o)	7469.3 tonf/m ²
Modulo de corte (G)	3361.17 tonf/m ²
peralte de la cimentación (d)	0.55 m

Fuente: Elaboración propia

Mediante la sección equivalente de 12.25m x 8m se obtiene los momentos de inercia del modelo inicial, con esta sección se realizara los siguientes cálculos.

Figura 44 Vista en planta y características de la cimentación



Fuente: Elaboración propia

Con los datos expuestos en la tabla 27 y las formulas mostradas en las tablas 8 , 9 se determinaron las rigideces iniciales y sus respectivos factores de corrección por profundidad en las zapatas como se muestra en la tabla 28.

Tabla 28 Rigideces y factor de corrección de los cimientos

Rigidez Inicial	Valor	Corrección por profundidad	Valor
Kz (tonf/m)	98951.86	β_z	1.12
Kyy (tonf/m)	31155456.88	β_{yy}	1.33
Kxx (tonf/m)	16556006.94	β_{xx}	1.20
Kzz (tonf/m)	37932129.49	β_{zz}	1.39
Ky (tonf/m)	89020.98	β_y	1.51
Kx (tonf/m)	85813.34	β_x	1.44

Fuente: Elaboración propia

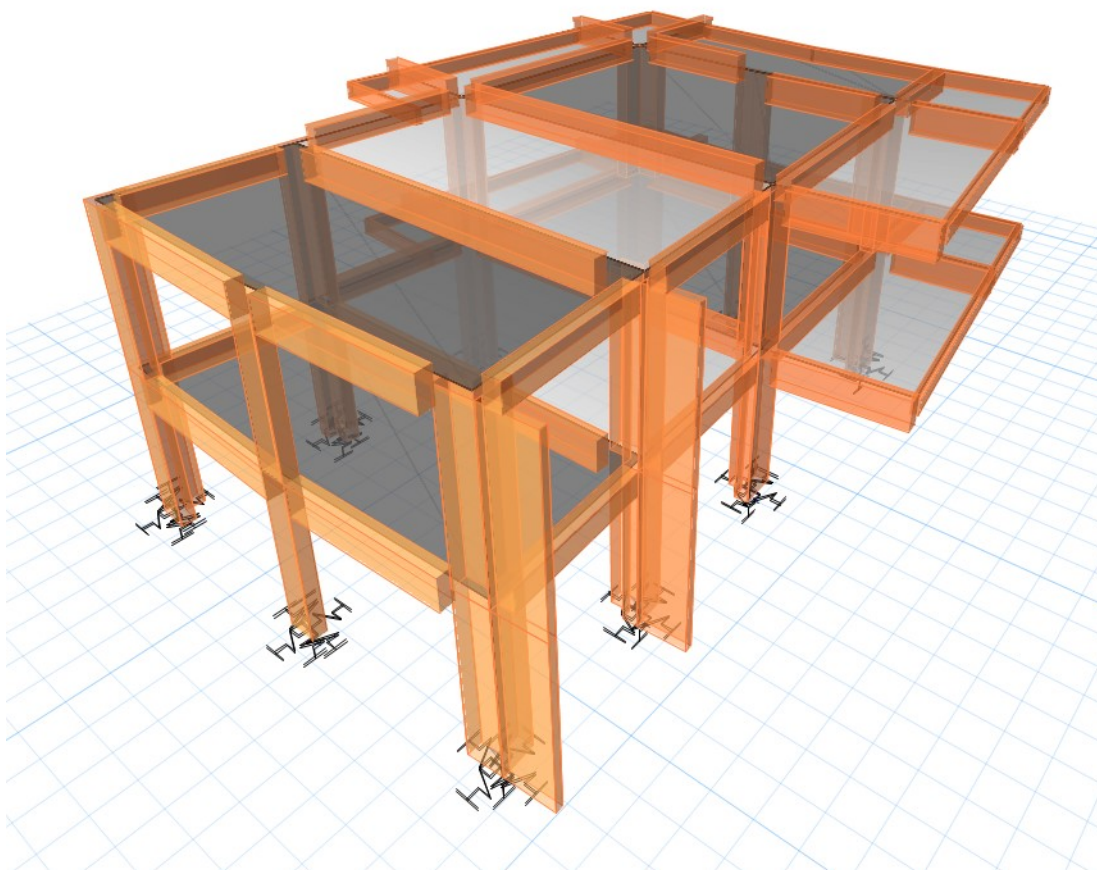
Mediante ambos datos se obtienen las rigideces traslacionales y rotacionales de la edificación como se muestra en la tabla 29.

Tabla 29 Rigidez final de los cimientos en la superficie

Rigidez Final	Valor
Kz (tonf/m)	111064.36
Kyy (tonf/m)	41469600.78
Kxx (tonf/m)	19810908.02
Kzz (tonf/m)	52581364.41
Ky (tonf/m)	134069.06
Kx (tonf/m)	123845.44

Fuente: Elaboración propia

Obtenido estas rigideces se distribuyen de manera equitativa entre la cantidad de apoyos que tiene la edificación, a continuación se muestra el modelo computacional con el cual se trabajara los posteriores cálculos.

Figura 45 Modelo computacional incorporando la ISE

Fuente: Obtenido de ETABS v20.1.0

Una vez definidos las rigideces dentro del software ETABS se obtiene los periodos de vibración de la estructura en la cual se observa una variación de esta, estos datos se exponen en la tabla 30.

Tabla 30 Periodos de vibración de modelo empotrado y flexible

Modelo empotrado		Modelo flexible		Variación
Modo	Periodo	Modo	Periodo	%
1	0.287	1	0.311	8.36
2	0.245	2	0.285	16.33
3	0.190	3	0.214	12.63
4	0.110	4	0.111	0.91
5	0.104	5	0.105	0.96
6	0.100	6	0.100	0.00

Fuente: Elaboración propia

El periodo fundamental en la dirección Y esta representado por el modo 01 en la cual se visualiza una variación del periodo en 8.36% y para la dirección X el modo 02 representa a su periodo fundamental con una variación de 16.33% ambos respecto al modelo empotrado. La mayor variación en la dirección X se atribuye a la menor rigidez de la cimentación en esa dirección, tal como se evidencia en la tabla 29, lo cual está influenciado por la geometría de la cimentación.

4.5.1.1 Cálculo de amortiguamiento de la cimentación

Se considerara los efectos de amortiguamiento de la cimentación mediante la incorporación directa del amortiguamiento histerético del suelo y el amortiguamiento por radiación en el modelo matemático de la estructura.

Mediante las ecuaciones 2.34 al 2.37 se determinara el factor para ajustar el espectro B_{SSI} , es preciso detallar que el amortiguamiento por radiación al ser complejo de obtener nos recomiendan utilizar el valor de cero de manera conservadora. Mediante las tablas 8.6, 12.2-1 del ASCE y los datos ya obtenidos se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 31 Cálculo del factor de reajuste por amortiguamiento en la dirección X

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
T(seg)	0.245	R	8
$\tilde{T}(\text{seg})$	0.285	Ω_0	3
β_s	0.08	$\mu = R/\Omega_0$	2.667
$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)$	1.163	$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{\text{eff}}$	1.064
β_{rd}	0.00	β	0.05
β_f	0.021	β_0	0.065
B_{SSI}	1.073		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32 Cálculo del factor de reajuste por amortiguamiento en la dirección Y

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
T(seg)	0.287	R	8
$\tilde{T}(\text{seg})$	0.311	Ω_0	3
β_s	0.08	$\mu = R/\Omega_0$	2.667
$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)$	1.083	$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{\text{eff}}$	1.032
β_{rd}	0.00	β	0.05
β_f	0.012	β_0	0.059
B_{SSI}	1.045		

Fuente: Elaboración propia

4.5.2 Interacción Cinemática

Representaremos mediante los factores de relación de espectros de respuesta (RRS), RRS_{bsa} debido a la conexión en la cimentación y RRS_e para la profundidad de la cimentación, que se multiplican por las ordenadas de aceleración espectral.

4.5.3 Calculo debido a la conexión en la cimentación

El factor RRS para el cálculo debido a la conexión en la cimentación, RRS_{bsa} , se determinará utilizando la ecuación 2.49 para cada período de interés. El RRS_{bsa} no se considerará inferior al valor calculado cuando $T = 0.2$ s.

En la tabla 33 se muestra el calculo del factor RRS_{bsa} de acuerdo a las ecuaciones 2.49 al 2.52 para el periodo fundamental en la dirección Y-Y. El valor del factor RRS_{bsa} por conexión en la cimentación es 0.998 para un periodo de 0.287 que corresponde al periodo fundamental en Y.

Tabla 33 Calculo del factor de reducción por conexión en la cimentación

Descripción	Valor
B	26.25 ft
L	40.19 ft
A_{base}	1054.86 ft ²
B_e	32.48 ft
T	0.287 seg
b_o	0.07
B_{bsa}	1.005
RRS_{bsa}	0.998

Fuente: Elaboración propia

4.5.4 Cálculo debido a la profundidad de la cimentación

El factor RRS para el cálculo debido a la profundidad de la cimentación, RRS_e , se determinará utilizando la ecuación 2.53 para cada período de interés. El RRS_e no se considerará inferior al valor calculado cuando $T = 0.2$ s.

En la tabla 34 se muestra el cálculo del factor RRS_e , según la ecuación mencionada y la tabla 8.5 del ASCE, para el periodo fundamental en la dirección Y-Y. El valor del factor RRS_e por profundidad de la cimentación es 0.964 para un periodo de 0.287 que corresponde al periodo fundamental en Y.

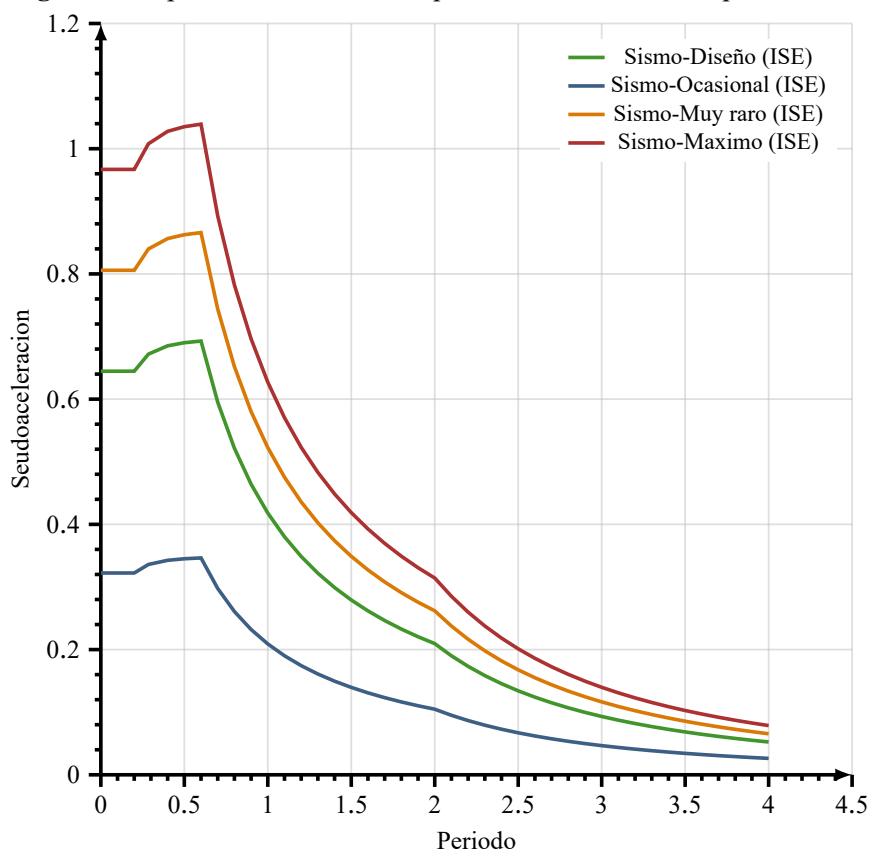
Tabla 34 *Cálculo del factor de reducción por profundidad de la cimentación*

Descripción	Valor
e	6.58 ft
T	0.287 seg
V_{so}	702 ft/seg
$\frac{V_s}{V_{so}}$	0.66
V_s	464.20 ft/seg
RRS_e	0.964

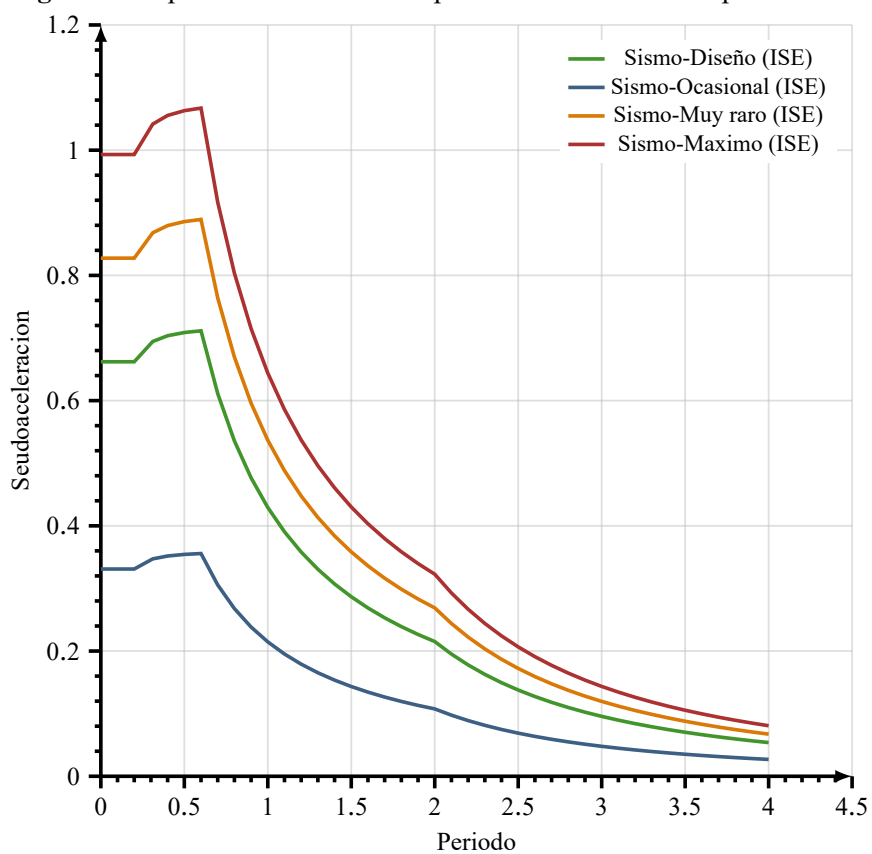
Fuente: Elaboración propia

4.5.5 Niveles de amenaza sísmica con ISE

Se visualiza una diferencia de los espectros de pseudoaceleración incorporando la interacción suelo - estructura en comparación de un análisis con base empotrada. Se puede detallar que en la zona inicial (planicie del espectro) del espectro se ve una mayor diferencia que en otras zonas. en las figuras 46 y 47 se muestran los espectros de ambas direcciones de análisis.

Figura 46 Espectros de aceleración para la dirección X incorporando ISE

Fuente: Elaboración propia

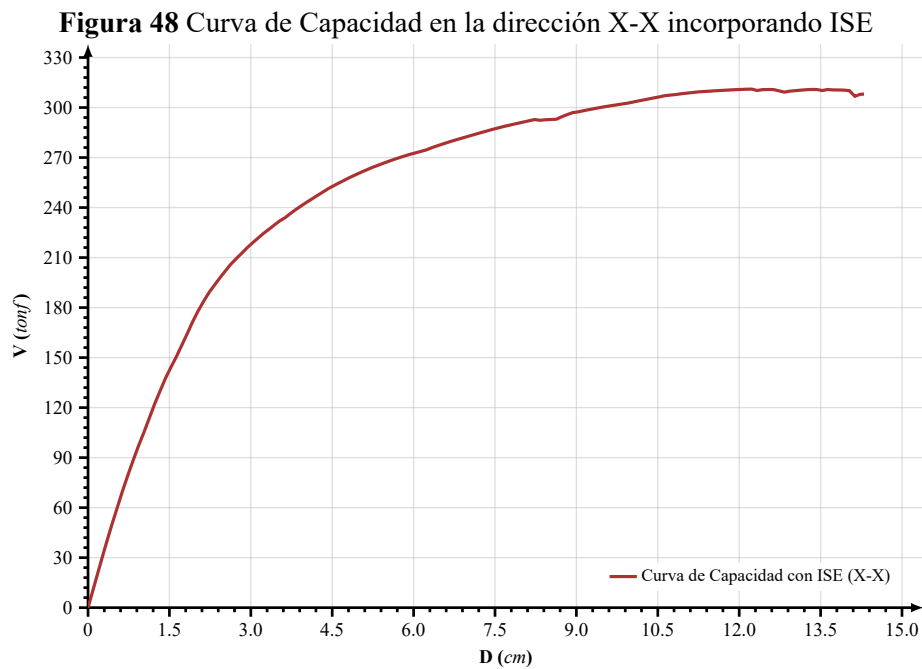
Figura 47 Espectros de aceleración para la dirección Y incorporando ISE

Fuente: Elaboración propia

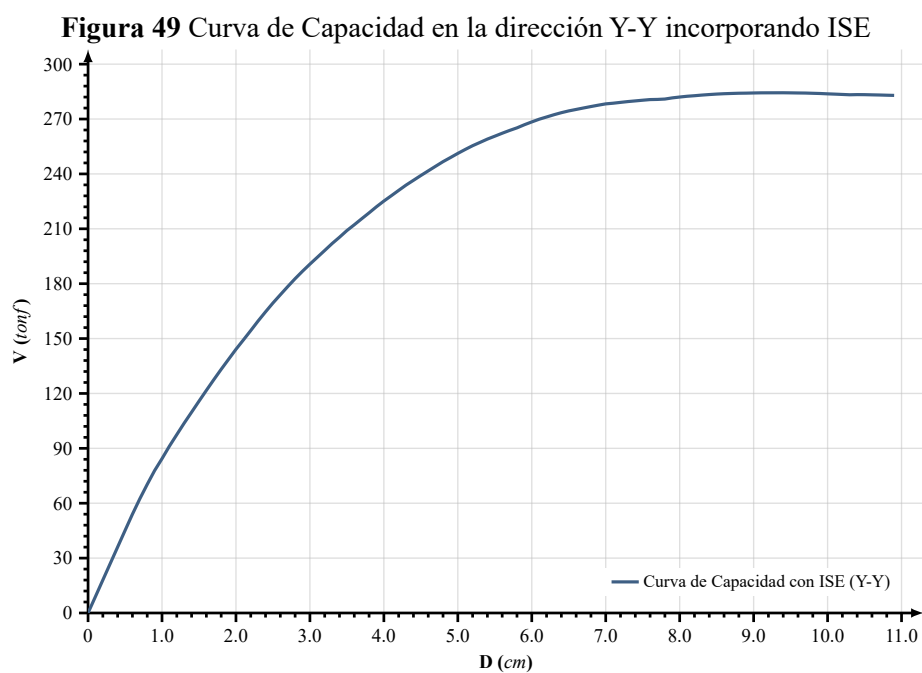
Se muestra los gráficos hasta un periodo de cuatro segundos ya que a medida que el periodo aumenta el efecto de interacción cinética disminuye, de esta premisa se desprende que para edificaciones de periodo corto el efecto cinemático de la ISE tiene un mayor impacto.

4.5.6 Curva de capacidad con ISE

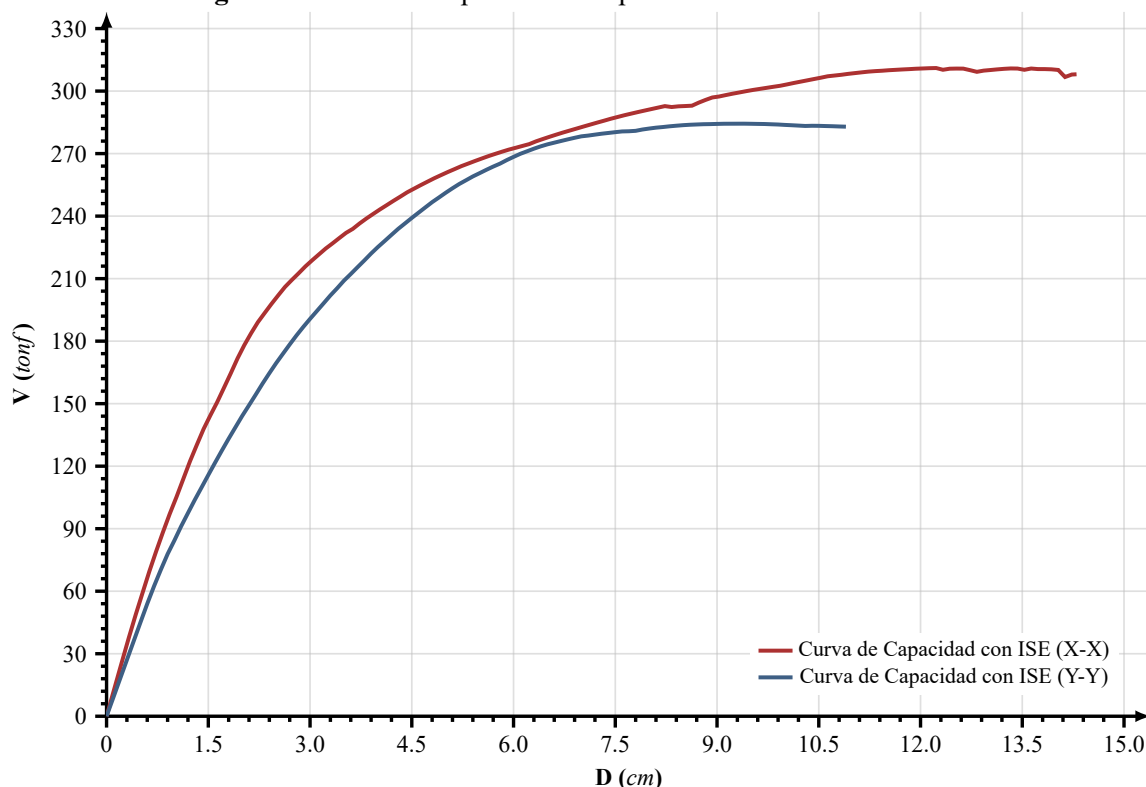
Al tener definido los rigideces finales y los demás parámetros ya mencionados para realizar un análisis no lineal estático se obtiene la curva de capacidad de la edificación en las direcciones X e Y como se muestran en las figuras 48 y 49.



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura 50 Curva de Capacidad incorporando ISE del modulo 01-B

Fuente: Elaboración propia

Observando la figura 50 se visualiza de manera clara la capacidad del módulo 01-B para resistir fuerzas laterales en ambas direcciones, proporcionando información crucial para evaluar la respuesta estructural bajo cargas laterales. De esta grafica se puede decir que la estructura es marginalmente más resistente en la dirección X-X que en la Y-Y.

4.5.7 Evaluación del desempeño con ISE

Con la obtención de la curva de capacidad en la dirección XX e YY podemos evaluar el desempeño sísmico de la edificación incorporando la interacción suelo - estructura que empieza con la obtención de los puntos de desempeño por cada nivel de amenazas sísmicas. Posterior a esto se obtiene la curva bilineal de la curva de capacidad para determinar los niveles de desempeño según los objetivos de este y los puntos de desempeño determinados.

4.5.7.1 Punto de desempeño con ISE

Para la obtención del punto de desempeño se siguió los mismos pasos que la sección 4.4.6.1. Mediante un análisis iterativo con la ayuda del software ETABS y la ecuación 2.12 se obtuvo el desplazamiento objetivo para un sismo máximo como se muestra la tabla 35 y 36.

Tabla 35 *Desplazamiento objetivo con ISE en la dirección X - sismo máximo*

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.22	T_e (seg)	0.30
K_e (tonf/m)	10637.00	S_a (g)	1.008
K_i (tonf/m)	11426.54	V_y (tonf)	150.34
V (tonf)	225.27	D_y (cm)	1.413
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	3.26	$\mu_{strength}$	2.16

Fuente: Elaboración propia

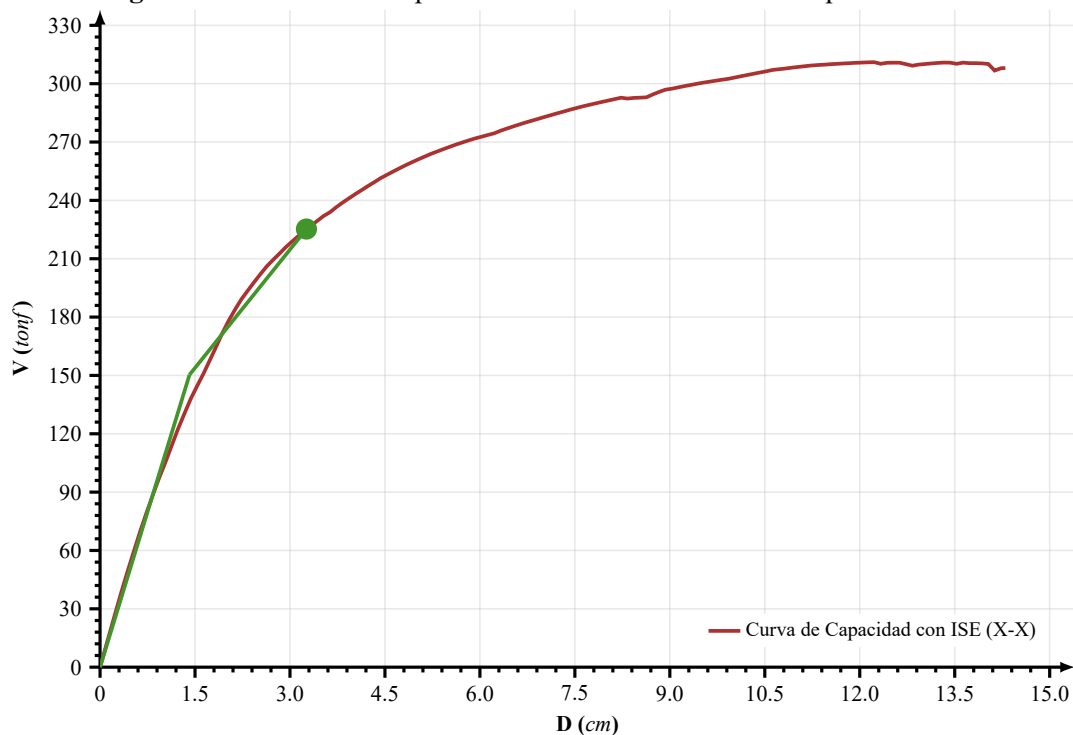
Tabla 36 *Desplazamiento objetivo con ISE en la dirección Y - sismo máximo*

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.53	T_e (seg)	0.32
K_e (tonf/m)	8396.00	S_a (g)	1.042
K_i (tonf/m)	8979.92	V_y (tonf)	147.29
V (tonf)	251.68	D_y (cm)	1.754
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	5.02	$\mu_{strength}$	2.27

Fuente: Elaboración propia

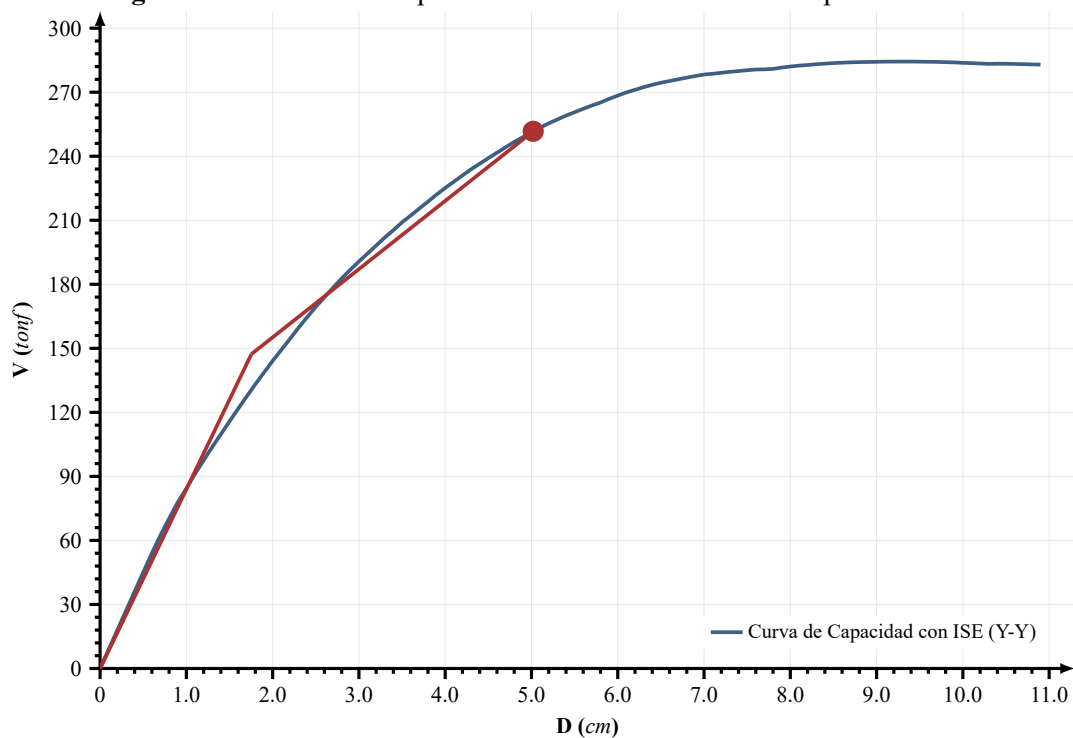
Se detalla que algunos valores se obtuvo de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS. El punto de desempeño para un sismo máximo se observa de manera grafica en las figuras 51 y 52.

Figura 51 Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE



Fuente: Elaboración propia

Figura 52 Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE



Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos objetivo para los demás niveles de amenaza sísmica se presentan en el Anexo A. Los puntos de desempeño de manera resumida se presenta en la tabla 37.

Tabla 37 Puntos de desempeño incorporando la ISE

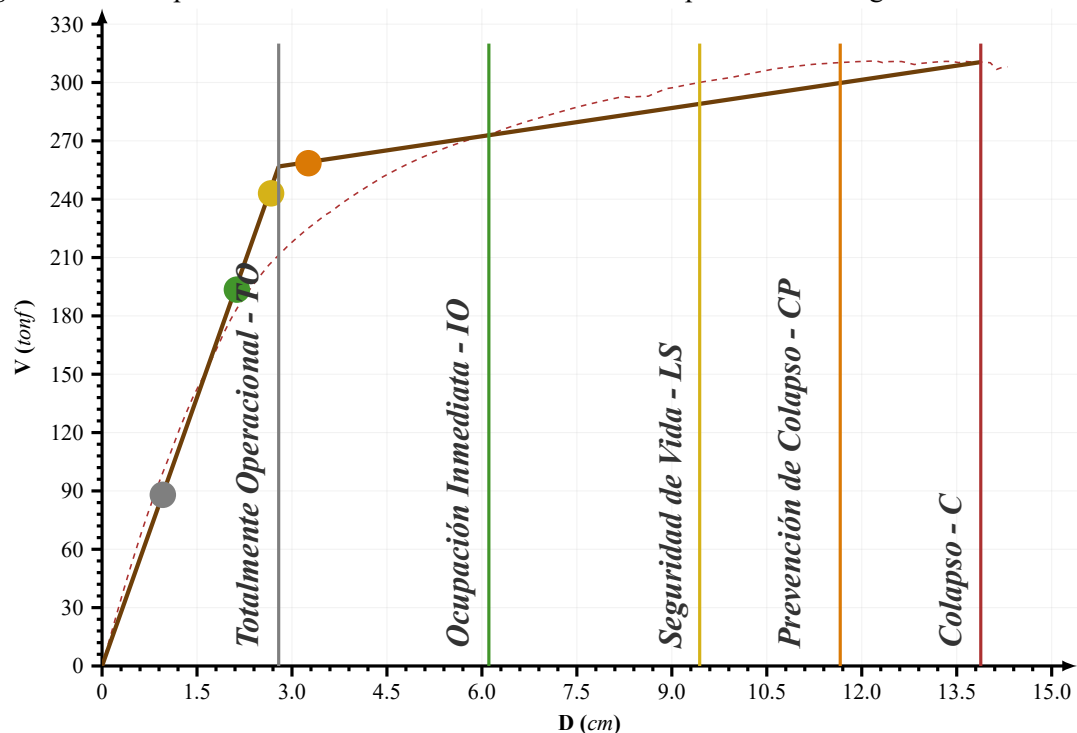
Dirección	Sismo	Dp (cm)	V (tonf)
X-X	Ocasional	0.96	99.86
	Raro	2.13	183.97
	Muy Raro	2.67	207.36
	Máximo	3.26	225.27
Y-Y	Ocasional	1.27	101.77
	Raro	3.12	194.98
	Muy Raro	4.04	226.32
	Máximo	5.02	251.68

Fuente: Elaboración propia

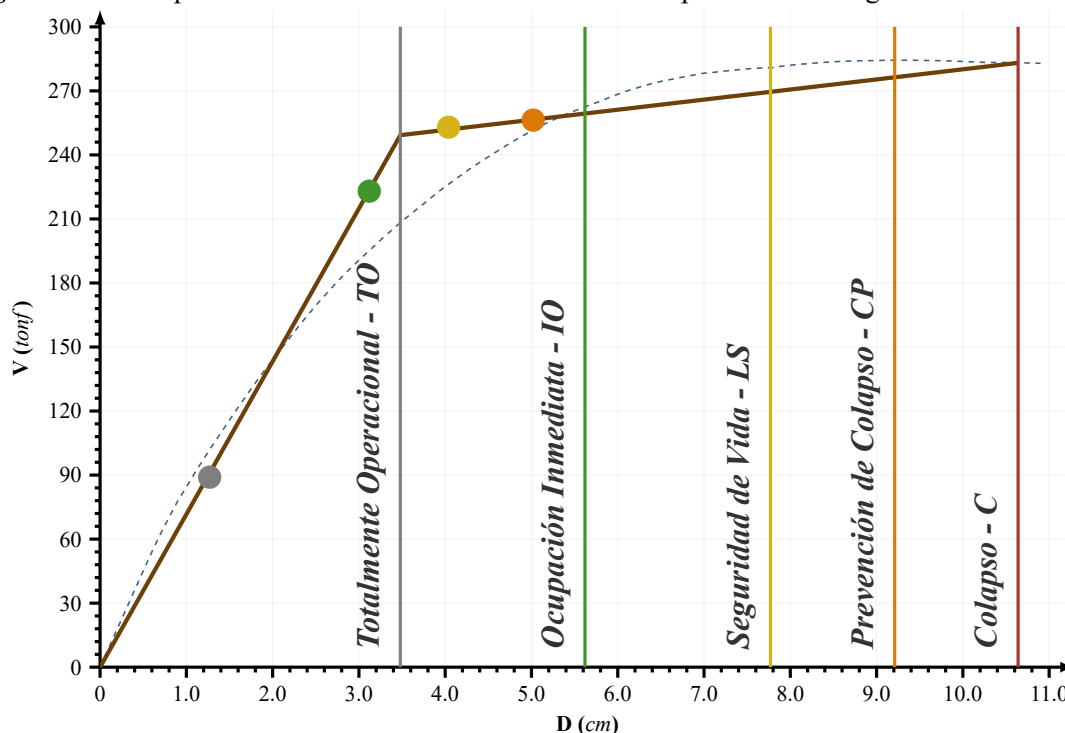
4.5.7.2 Evaluación del desempeño según ASCE/SEI 41-17 incorporando ISE

Obtenido los puntos de desempeño para los distintos niveles de demanda sísmica se procede a calcular los niveles de desempeño para esto se utilizara la propuesta del SEAOC - VISION 2000 visto en la sección 2.2.4.2, para lo cual se convertirá a la curva de capacidad en una curva idealizada (bilineal) con ayuda del software ETABS.

Mediante la curva idealizada se obtiene los niveles de desempeño acorde a los niveles de demanda sísmica analizadas como se muestra en las figuras 53 y 54.

Figura 53 Desempeño Sísmico en la dirección X-X con incorporación ISE según ASCE/SEI 41-17

Fuente: Elaboración propia

Figura 54 Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y con incorporación ISE según ASCE/SEI 41-17

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X la edificación se encuentra totalmente operacional frente a un sismo muy raro y raro por lo cual se satisface el nivel de desempeño que nos brinda el comité SEAOC VISION 2000 como se muestra en el apartado 2.2.4.2.

Para la dirección Y la edificación se encuentra totalmente operacional frente a un sismo raro y operacional frente a un sismo muy raro por lo cual en esta dirección también se satisface el nivel de desempeño que nos brinda el comité SEAOC VISION 2000. El resumen de los diferentes niveles de desempeño sísmico frente a distintas demandas sísmicas se muestra en la tabla 38.

Tabla 38 Evaluación del Desempeño Sísmico incorporando la ISE

Dirección	Sismo	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
X-X	Ocasional	Desempeño			
	Raro	Desempeño			
	Muy raro	Desempeño			
	Máximo		Desempeño		
Y-Y	Ocasional	Desempeño			
	Raro	Desempeño			
	Muy raro		Desempeño		
	Máximo		Desempeño		

Fuente: Elaboración propia

Capítulo V

Resultados y discusión

Este capítulo expone los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, integrando de manera detallada la interacción suelo-estructura, utilizando como herramienta de modelado avanzado el software ETABS.

5.1 Análisis de resultados

Como se mencionó en el capítulo III, se realizó el análisis no lineal estático del módulo 01-B de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas; a dicho análisis se incorporó la interacción suelo-estructura. En resumen, en el análisis 1 se consideró la no linealidad de los materiales con una base empotrada y en análisis 2 se consideró la no linealidad de los materiales y las propiedades dinámicas del suelo así como su interacción con la estructura como se muestran en las figuras 41 y 45.

Este capítulo presenta y compara los resultados de la evaluación del desempeño de los análisis 1 y 2, de acuerdo con los objetivos de esta tesis. Debido a la alta complejidad del procesamiento numérico de estos análisis, se utilizó el software ETABS para calcular las variables de diseño discutidas en el capítulo III.

5.1.1 Hipótesis general

La incorporación de la interacción suelo - estructura hará variar la evaluación del desempeño sísmico con base empotrada de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristobal de Huamanga-Ayacucho,2023.

5.1.1.1 Evaluación del desempeño

Los resultados de las evaluaciones del desempeño obtenidos para el modelo de base empotrada y el modelo con interacción suelo-estructura, mediante un análisis estático no lineal, se presentan en la tabla 39. Estos datos son consistentes con lo expuesto en las tablas 25 y 38 del capítulo IV.

Tabla 39 Comparación de desempeños de modelos analizados

Sismo	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Empotrado	ISE	Empotrado	ISE
Ocasional	TO	TO	TO	TO
Raro	TO	TO	TO	TO
Muy raro	IO	TO	IO	IO
Máximo	IO	IO	IO	IO

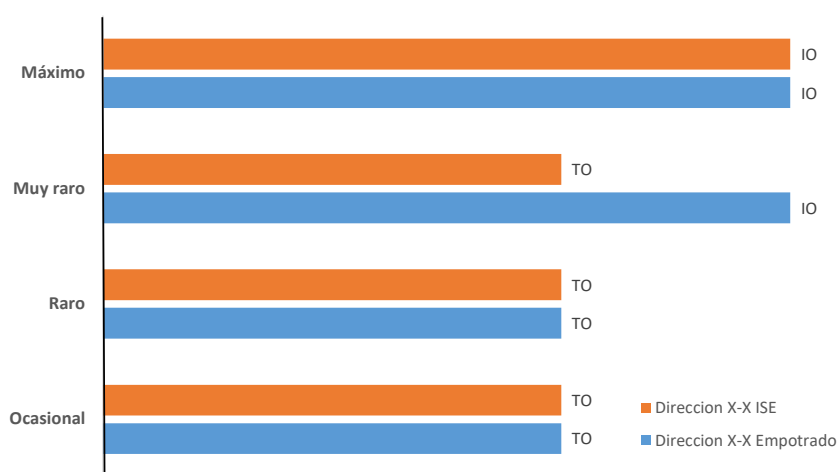
* TO: Totalmente Operacional

* IO: Inmediatamente Operacional

Fuente: Elaboración propia

La evaluación del nivel de desempeño sísmico se llevó a cabo con el objetivo de determinar si los daños causados por los movimientos sísmicos se encuentran dentro de los límites permisibles establecidos. Para ello, se aplicó la metodología propuesta por el Comité Visión 2000.

Las diversas normativas internacionales recomiendan la inclusión de la interacción suelo-estructura (ISE) en el análisis sísmico de las estructuras, ya que esto permite una evaluación más realista del desempeño sísmico. Al analizar la influencia de la ISE en el comportamiento de la estructura, se observa una variación en el nivel de desempeño en la dirección X para un sismo de tipo muy raro, como se ilustra en la figura 55.

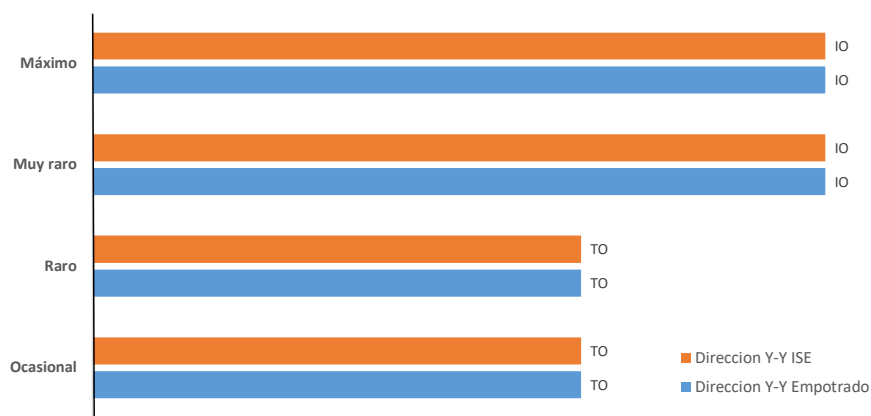
Figura 55 Comparación del desempeño según niveles de amenaza sísmica para modelos de base empotrada y modelos con ISE en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la dirección XX, el nivel de desempeño pasó de Ocupación Inmediata (IO) a un nivel de desempeño Totalmente Ocupacional (TO). Este resultado es consistente con lo desarrollado en el capítulo IV, donde se discute la reducción de las pseudoaceleraciones debido a los efectos inerciales y cinematográficos. Además, la

estructura analizada con interacción suelo-estructura muestra una mayor resistencia a desplazamientos laterales, lo que permite mejorar el desempeño de la edificación, incluso cuando se experimentan mayores desplazamientos objetivos.

Figura 56 Comparación del desempeño según niveles de amenaza sísmica para modelos de base empotrada y modelos con ISE en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y se tiene variaciones mínimas en los desplazamientos objetivos que no causan una variación del desempeño como se muestra en la figura 56.

En términos generales, se puede afirmar que los niveles de desempeño en los modelos con empotramiento y aquellos con interacción suelo-estructura son equivalentes, salvo en la dirección X que se analiza con un sismo muy raro.

5.1.2 Hipótesis específico 1

La incorporación de la interacción suelo - estructura influirá en la Curva de Capacidad con base empotrada del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniera de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga

5.1.2.1 Curva de Capacidad

El comportamiento de una edificación frente a fuerzas laterales se refleja en la curva de capacidad, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal. En esta tesis, se han seguido los parámetros establecidos por la norma ASCE/sei 41-17.

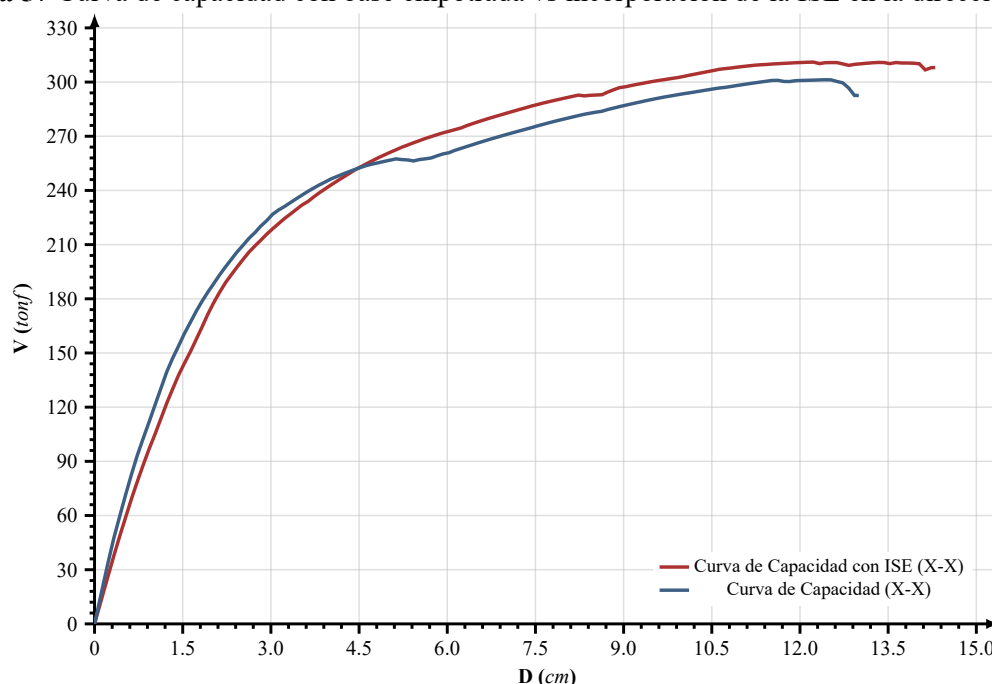
Análisis en la dirección X-X

Se presentan las curvas de capacidad obtenidas a través de un análisis estático no lineal, comparando un modelo con base empotrada y otro con interacción suelo-estructura, ambos para la dirección X-X, como se ilustra en la imagen 57.

Para una mayor comprensión del impacto de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de edificaciones se presenta la tabla 40 en la cual se registra la

variación porcentual de las fuerzas cortantes en la base.

Figura 57 Curva de capacidad con base empotrada vs incorporación de la ISE en la dirección X-X



Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la tabla, el mayor porcentaje de variación de la fuerza cortante en la base ocurre al inicio de la curva de capacidad, disminuyendo progresivamente a medida que aumenta el desplazamiento.

Tabla 40 Porcentaje de variación de la cortante basal

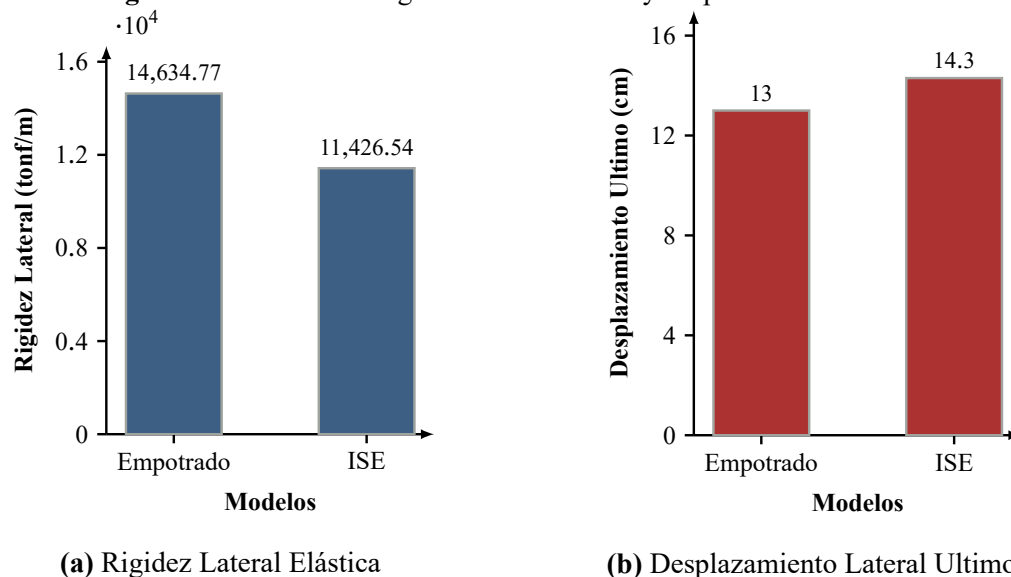
Empotrado		ISE		% Variación cortante
D (cm)	V (tonf)	D (cm)	V (tonf)	
1.50	160.67	1.50	144.40	-11.27 %
3.00	226.75	3.00	218.79	-3.64 %
4.50	252.80	4.50	253.13	0.13 %
6.00	260.86	6.00	272.77	4.37 %
7.50	275.67	7.50	287.54	4.13 %
9.00	287.13	9.00	297.39	3.45 %
10.50	296.21	10.50	306.41	3.33 %
12.00	300.90	12.00	310.84	3.20 %
13.00	292.57	13.00	310.10	5.65 %
—	—	14.3	308.06	—

Fuente: Elaboración propia

Al observar la figura 57, se aprecia una disminución en la rigidez lateral elástica (K_i), debido a la incorporación de las rigideces en la cimentación, como se explicó en la sección 4.5.1. Esto provoca que la estructura se vuelva más flexible, lo que genera una reducción en su rigidez

lateral elástica y un aumento en el desplazamiento lateral ultima de la edificación, tal como se muestra en la figura 58. De esta gráfica se puede concluir que la rigidez lateral elástica disminuyó en un 21.92%, mientras que el desplazamiento último aumentó en un 9.09%.

Figura 58 Variación de rigidez lateral elástica y desplazamiento ultimo



Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se presentan las curvas de capacidad en la dirección Y-Y obtenidas mediante los dos modelos previamente descritos, tal como se ilustra en la figura 59.

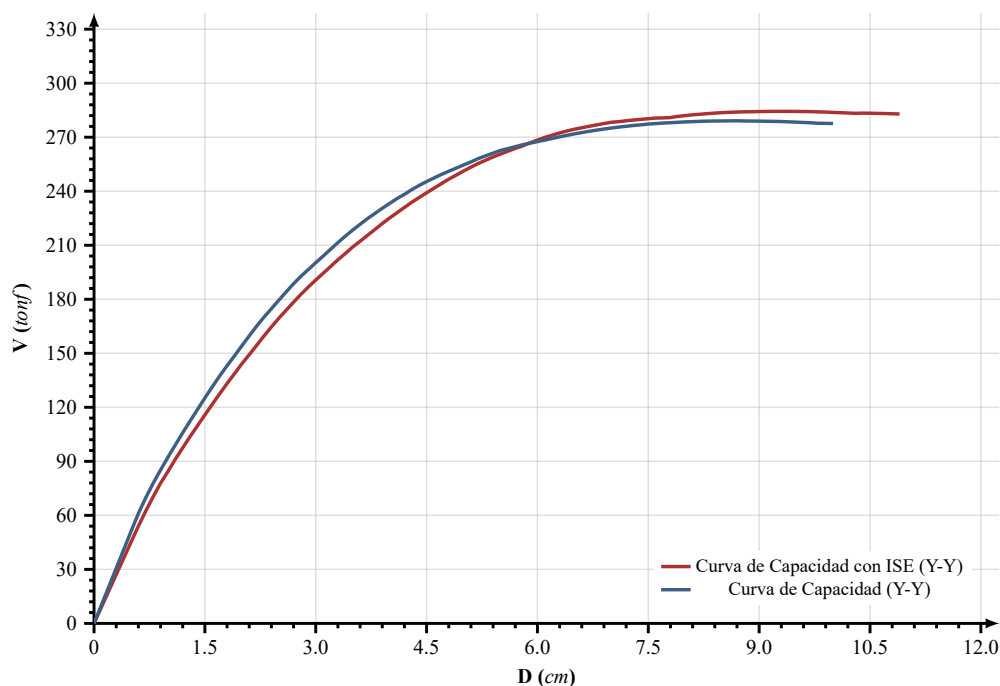


Figura 59 Curva de capacidad con base empotrada vs incorporación de la ISE en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Para una mayor comprensión del impacto de la interacción suelo estructura en la curva de

capacidad se presenta la tabla 41 en la cual se observa la variación de las fuerzas cortantes de manera porcentual. De manera similar al análisis de la dirección X se observa que el mayor porcentaje de variación de la cortante basal se da al inicio de la curva de capacidad y va reduciendo conforme aumenta el desplazamiento lateral.

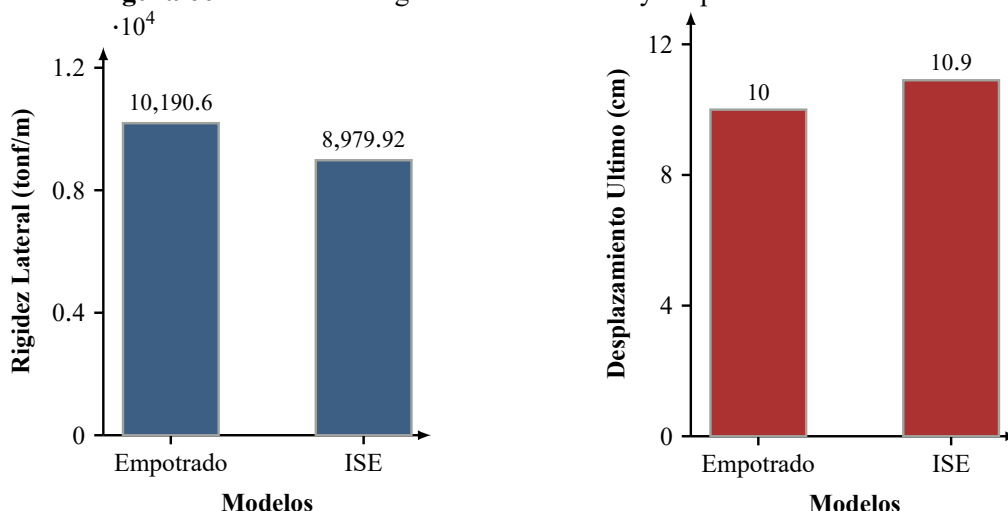
Tabla 41 Porcentaje de variación de la cortante basal

Empotrado		ISE		% Variación cortante
V (tonf)	D (cm)	V (tonf)	D (cm)	
1.50	125.18	1.50	115.77	-8.13 %
3.00	200.32	3.00	190.68	-5.06 %
4.50	245.36	4.50	239.13	-2.61 %
6.00	267.57	6.00	268.42	0.32 %
7.50	277.29	7.50	280.29	1.07 %
9.00	278.92	9.00	284.24	1.87 %
10.00	277.59	10.50	283.77	2.18 %
—	—	10.9	282.92	—

Fuente: Elaboración propia

Al observar la figura 59 se percibe una disminución de la rigidez lateral elástica en la curva de capacidad analizada con la ISE, esto debido a la incorporación de las rigideces en la cimentación la cual genero la variación de la curva de capacidad, mediante los datos de la figura 60 se cuantifica las variaciones en al cual para la rigidez lateral elástica disminuyo un 11.88 % y para el desplazamiento ultimo aumento un 8.26 %.

Figura 60 Variación de rigidez lateral elástica y desplazamiento ultimo



En términos generales, la variación de la curva de capacidad se debe específicamente a la incorporación del efecto inercial de la interacción suelo-estructura, representado mediante

elementos de resorte que simulan las propiedades mecánicas del suelo, lo que provocó la flexibilización de la cimentación y por lo cual la disminución de la rigidez de la estructura y un aumento del desplazamiento lateral último en ambas direcciones.

5.1.3 Hipótesis específico 2

Los efectos inerciales y cinemáticos de la interacción suelo - estructura depende de las características del suelo a cimentar del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

5.1.3.1 Efecto Inercial

Al observar las tablas 8 y 9 podemos observar que es fundamental conocer el módulo de corte G para obtener las rigideces conforme a las propiedades mecánicas del suelo que se representan mediante resortes en la cimentación; este valor del módulo de corte depende de la relación del módulo de corte efectivo (G/G_o) y el módulo de corte medio G_o . Este valor se obtiene de la ecuación 2.38 que depende del peso específico del suelo y de la velocidad de corte promedio V_{so} .

La relación del módulo de corte efectivo (G/G_o) se puede obtener de la tabla 11 en la cual se puede visualizar que depende del tipo de suelo de fundación. Al tener un suelo con las mejores características geotécnicas, se tiene una relación igual a uno. Esto nos trae como consecuencia que se tenga mayor rigidez de la cimentación, lo cual resulta en una mínima variación del periodo de vibración. La diferencia entre estos periodos se puede visualizar en la tabla 30.

El efecto inercial no solo causa la variación del periodo estructural sino que también genera un factor de reducción por amortiguamiento que afecta al espectro de pseudocálculaciones. Este factor depende del periodo con base flexible y con el valor del coeficiente de amortiguamiento histerético β_s que a la vez depende del tipo de suelo. Como se observa en la tabla 10, para suelos con mejores características geotécnicas se tiene un valor β_s menor en comparación de un suelo con menores características geotécnicas, lo cual genera que se tenga una menor relación efectiva de amortiguamiento viscoso β_o y como consecuencia de un menor factor de reducción B_{SSI} .

5.1.3.2 Efecto Cinemático

Para el efecto cinemático de la interacción suelo - estructura se puede ver la influencia del tipo de suelo en el cálculo del factor de reducción debido a la profundidad de la cimentación RRS_e , como se puede observar en la ecuación 2.53 se necesita del valor de la velocidad de corte efectiva V_s este valor se obtiene de la relación de velocidades de corte que se muestra en la tabla 12 en la cual se observa que para suelo de menores características geotécnicas la

relación es menor lo cual genera una mayor reducción RRS_e , en consecuencia, una mayor influencia en la demanda sísmica de la estructura, específicamente para los periodos cortos tal como se muestra en las figuras 46 y 47.

En resumen, se observa una mayor influencia de los efectos inerciales y cinemáticos en suelos con características geotécnicas desfavorables.

5.1.4 Hipótesis específico 3

La incorporación de la interacción suelo - estructura hará que disminuya los valores de los espectros de demanda con base empotrada para los diferentes niveles de amenaza sísmica del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniera de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

5.1.4.1 Espectro de Seudoaceleración

Análisis en la dirección X-X

Después de calcular los factores de reducción por amortiguamiento de la cimentación (B_{SSI}), el factor de reducción por conexión de la cimentación (RRS_{bsa}) y el factor de reducción debido a la profundidad de la cimentación (RRS_e), tal como se detalla en las secciones 4.5.1 y 4.5.2, se presentan las tablas 42, 43, 44 y 45. Estas tablas resumen los valores de las pseudoaceleraciones obtenidas conforme a la norma E-030 y la variación resultante debido a la interacción suelo-estructura, los cuales fueron determinados para cada nivel de amenaza sísmica.

En la figura 61 se presenta de manera grafica la variación del espectro de pseudoaceleracion debido a la interacción suelo - estructura.

a) Espectro del sismo ocasional

Tabla 42 *Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo ocasional*

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.375	0.995	0.927	1.073	0.322
0.10	2.50	0.375	0.995	0.927	1.073	0.322
0.20	2.50	0.375	0.995	0.927	1.073	0.322
0.285	2.50	0.375	0.998	0.964	1.073	0.336
0.40	2.50	0.375	0.999	0.981	1.073	0.343
0.50	2.50	0.375	0.999	0.988	1.073	0.345
0.60	2.50	0.375	0.999	0.992	1.073	0.346
1.00	1.50	0.225	1.000	0.997	1.073	0.209
1.50	1.00	0.150	1.000	0.999	1.073	0.140
2.00	0.75	0.072	1.000	0.999	1.073	0.105
2.50	0.48	0.050	1.000	1.000	1.073	0.067
3.00	0.33	0.037	1.000	1.000	1.073	0.047
3.50	0.25	0.028	1.000	1.000	1.073	0.034
4.00	0.19	0.375	1.000	1.000	1.073	0.026

Fuente: Elaboración propia

b) Espectro del sismo raro**Tabla 43** *Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo raro*

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.750	0.995	0.927	1.073	0.644
0.10	2.50	0.750	0.995	0.927	1.073	0.644
0.20	2.50	0.750	0.995	0.927	1.073	0.644
0.285	2.50	0.750	0.998	0.964	1.073	0.672
0.40	2.50	0.750	0.999	0.981	1.073	0.685
0.50	2.50	0.750	0.999	0.988	1.073	0.690
0.60	2.50	0.750	0.999	0.992	1.073	0.693
1.00	1.50	0.450	1.000	0.997	1.073	0.418
1.50	1.00	0.300	1.000	0.999	1.073	0.279
2.00	0.75	0.225	1.000	0.999	1.073	0.210
2.50	0.48	0.144	1.000	1.000	1.073	0.134
3.00	0.33	0.100	1.000	1.000	1.073	0.093
3.50	0.25	0.073	1.000	1.000	1.073	0.068
4.00	0.19	0.056	1.000	1.000	1.073	0.052

Fuente: Elaboración propia

c) Espectro del sismo muy raro

Tabla 44 Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo muy raro

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.938	0.995	0.927	1.073	0.806
0.10	2.50	0.938	0.995	0.927	1.073	0.806
0.20	2.50	0.938	0.995	0.927	1.073	0.806
0.285	2.50	0.938	0.998	0.964	1.073	0.840
0.40	2.50	0.938	0.999	0.981	1.073	0.856
0.50	2.50	0.938	0.999	0.988	1.073	0.863
0.60	2.50	0.938	0.999	0.992	1.073	0.866
1.00	1.50	0.563	1.000	0.997	1.073	0.523
1.50	1.00	0.375	1.000	0.999	1.073	0.349
2.00	0.75	0.281	1.000	0.999	1.073	0.262
2.50	0.48	0.180	1.000	1.000	1.073	0.168
3.00	0.33	0.125	1.000	1.000	1.073	0.116
3.50	0.25	0.092	1.000	1.000	1.073	0.086
4.00	0.19	0.070	1.000	1.000	1.073	0.066

Fuente: Elaboración propia

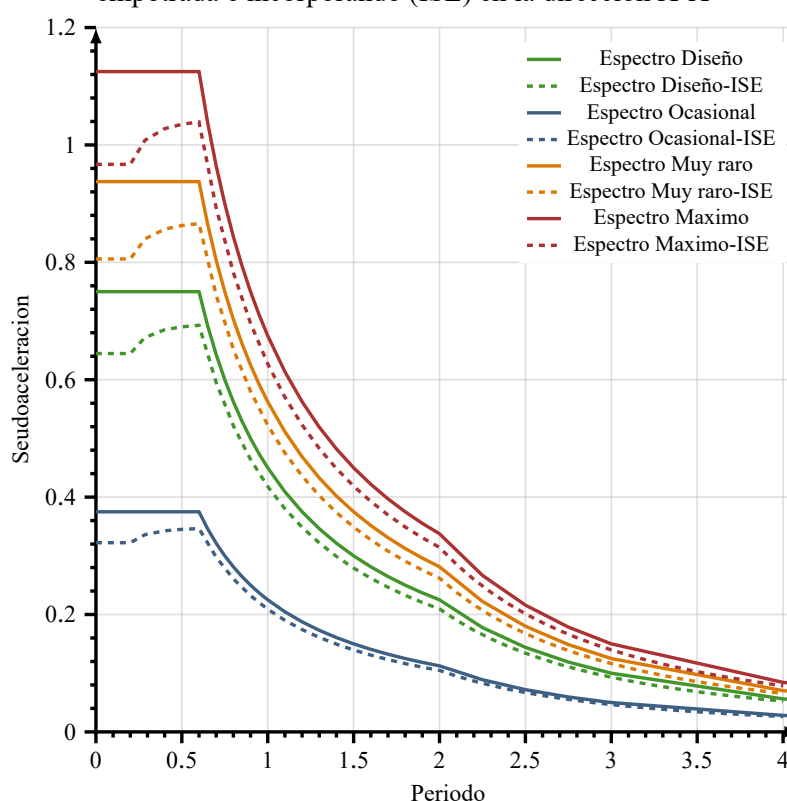
b) Espectro del sismo máximo

Tabla 45 Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección X - sismo máximo

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	1.125	0.995	0.927	1.073	0.967
0.10	2.50	1.125	0.995	0.927	1.073	0.967
0.20	2.50	1.125	0.995	0.927	1.073	0.967
0.285	2.50	1.125	0.998	0.964	1.073	1.008
0.40	2.50	1.125	0.999	0.981	1.073	1.028
0.50	2.50	1.125	0.999	0.988	1.073	1.035
0.60	2.50	1.125	0.999	0.992	1.073	1.039
1.00	1.50	0.675	1.000	0.997	1.073	0.627
1.50	1.00	0.450	1.000	0.999	1.073	0.419
2.00	0.75	0.338	1.000	0.999	1.073	0.314
2.50	0.48	0.216	1.000	1.000	1.073	0.201
3.00	0.33	0.150	1.000	1.000	1.073	0.140
3.50	0.25	0.110	1.000	1.000	1.073	0.103
4.00	0.19	0.084	1.000	1.000	1.073	0.079

Fuente: Elaboración propia

Figura 61 Comparación de espectro de aceleración para diferentes niveles de amenaza con base empotrada e incorporando (ISE) en la dirección X-X

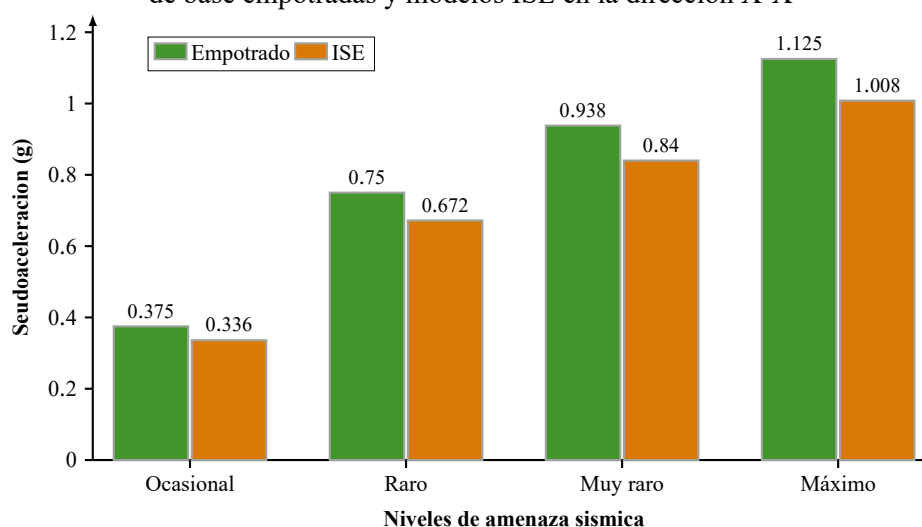


Fuente: Elaboración propia

Como se observa en las tablas presentadas y en la figura de los espectros, existe una variación en los valores de seudoaceleraciones a lo largo de todo el espectro. Esta variación, representada por el factor B_{SSI} , se debe al efecto inercial causado por el amortiguamiento de la cimentación. Se observa en la tabla 31 que la relación efectiva de amortiguamiento viscoso β_o es 0.065, lo que genera una reducción en el espectro debido al incremento de este amortiguamiento. Este efecto es especialmente relevante para edificaciones con periodos largos.

Las seudoaceleraciones también se reducen por los factores RRS_{bsa} y RRS_e obtenidos del efecto cinemático, estos factores son menos influyentes, por lo cual algunos autores recomiendan no tomarlo en cuenta para ser conservadores. Estos factores tienen mayor relevancia para edificaciones de periodo corto, edificaciones con mayor profundidad de cimentación y edificaciones cimentadas en suelos con características geotécnicas desfavorables.

Figura 62 Comparación de períodos de Vibración según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección X-X



Fuente: Elaboración propia

La figura 62 muestra la variación de las seudoaceleraciones obtenidas del periodo con base flexible ($T_x=0.285s$), en general se ve una reducción promedio de 10.41% de las Seudoaceleracion, obtenidas con el periodo fundamental en X, para todos los niveles de amenaza sísmica.

Análisis en la dirección Y-Y

De manera similar al análisis en la dirección X-X, se determinaron todos los factores de reducción tal como se detalla en las secciones 4.5.1 y 4.5.2, aplicando estos factores se presentan las tablas 46, 47, 48 y 49 para esta dirección de análisis.

En la figura 63 se presenta de manera grafica la variación del espectro de suerdoaceleracion debido a la interacción suelo - estructura.

a) Espectro del sismo ocasional

Tabla 46 Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo ocasional

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.375	0.995	0.927	1.045	0.331
0.10	2.50	0.375	0.995	0.927	1.045	0.331
0.20	2.50	0.375	0.995	0.927	1.045	0.331
0.311	2.50	0.375	0.998	0.969	1.045	0.347
0.40	2.50	0.375	0.999	0.981	1.045	0.352
0.50	2.50	0.375	0.999	0.988	1.045	0.354
0.60	2.50	0.375	0.999	0.992	1.045	0.356
1.00	1.50	0.225	1.000	0.997	1.045	0.215
1.50	1.00	0.150	1.000	0.999	1.045	0.143
2.00	0.75	0.072	1.000	0.999	1.045	0.108
2.50	0.48	0.050	1.000	1.000	1.045	0.069
3.00	0.33	0.037	1.000	1.000	1.045	0.048
3.50	0.25	0.028	1.000	1.000	1.045	0.035
4.00	0.19	0.375	1.000	1.000	1.045	0.027

Fuente: Elaboración propia

b) Espectro del sismo raro**Tabla 47** Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo raro

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.750	0.995	0.927	1.045	0.662
0.10	2.50	0.750	0.995	0.927	1.045	0.662
0.20	2.50	0.750	0.995	0.927	1.045	0.662
0.311	2.50	0.750	0.998	0.969	1.045	0.694
0.40	2.50	0.750	0.999	0.981	1.045	0.704
0.50	2.50	0.750	0.999	0.988	1.045	0.709
0.60	2.50	0.750	0.999	0.992	1.045	0.712
1.00	1.50	0.450	1.000	0.997	1.045	0.429
1.50	1.00	0.300	1.000	0.999	1.045	0.287
2.00	0.75	0.225	1.000	0.999	1.045	0.215
2.50	0.48	0.144	1.000	1.000	1.045	0.138
3.00	0.33	0.100	1.000	1.000	1.045	0.096
3.50	0.25	0.073	1.000	1.000	1.045	0.070
4.00	0.19	0.056	1.000	1.000	1.045	0.054

Fuente: Elaboración propia

c) Espectro del sismo muy raro

Tabla 48 Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo muy raro

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	0.938	0.995	0.927	1.045	0.828
0.10	2.50	0.938	0.995	0.927	1.045	0.828
0.20	2.50	0.938	0.995	0.927	1.045	0.828
0.311	2.50	0.938	0.998	0.969	1.045	0.868
0.40	2.50	0.938	0.999	0.981	1.045	0.880
0.50	2.50	0.938	0.999	0.988	1.045	0.886
0.60	2.50	0.938	0.999	0.992	1.045	0.889
1.00	1.50	0.563	1.000	0.997	1.045	0.537
1.50	1.00	0.375	1.000	0.999	1.045	0.358
2.00	0.75	0.281	1.000	0.999	1.045	0.269
2.50	0.48	0.180	1.000	1.000	1.045	0.172
3.00	0.33	0.125	1.000	1.000	1.045	0.120
3.50	0.25	0.092	1.000	1.000	1.045	0.088
4.00	0.19	0.070	1.000	1.000	1.045	0.067

Fuente: Elaboración propia

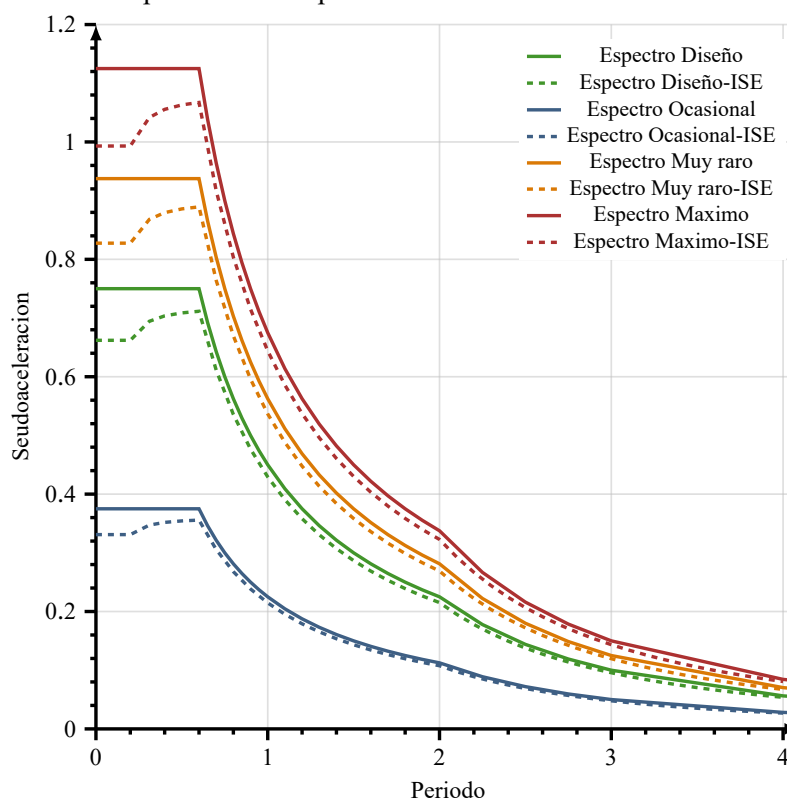
b) Espectro del sismo máximo

Tabla 49 Variación de las pseudoaceleraciones debido a la ISE en la dirección Y - sismo máximo

T	C	S_a (E-030)	RRS_{bsa}	RRS_e	B_{SSI}	S_a (ISE)
0.00	2.5	1.125	0.995	0.927	1.045	0.993
0.10	2.50	1.125	0.995	0.927	1.045	0.993
0.20	2.50	1.125	0.995	0.927	1.045	0.993
0.311	2.50	1.125	0.998	0.969	1.045	1.042
0.40	2.50	1.125	0.999	0.981	1.045	1.055
0.50	2.50	1.125	0.999	0.988	1.045	1.063
0.60	2.50	1.125	0.999	0.992	1.045	1.067
1.00	1.50	0.675	1.000	0.997	1.045	0.644
1.50	1.00	0.450	1.000	0.999	1.045	0.430
2.00	0.75	0.338	1.000	0.999	1.045	0.323
2.50	0.48	0.216	1.000	1.000	1.045	0.207
3.00	0.33	0.150	1.000	1.000	1.045	0.144
3.50	0.25	0.110	1.000	1.000	1.045	0.105
4.00	0.19	0.084	1.000	1.000	1.045	0.081

Fuente: Elaboración propia

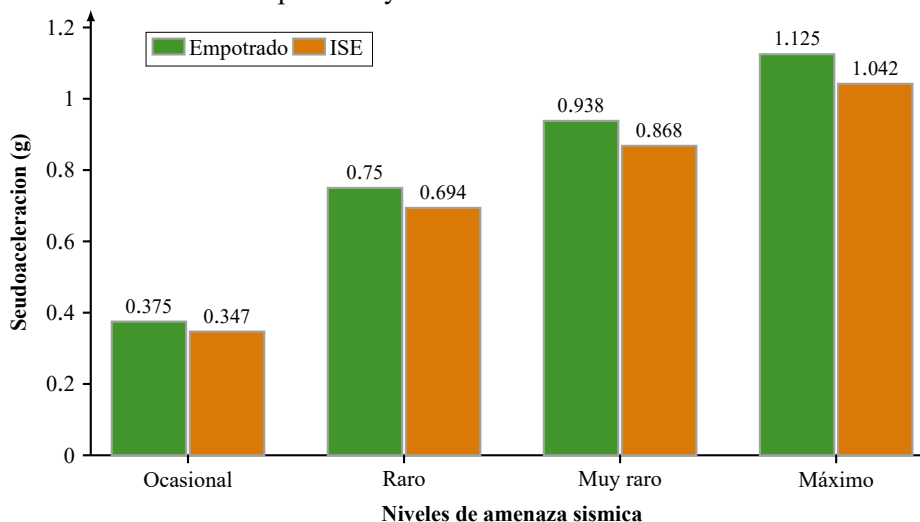
Figura 63 Comparación de espectro de aceleración para diferentes niveles de amenaza con base empotrada e incorporando ISE en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en las tablas mostradas y en la figura de los espectros, existe una variación de los valores de seudoaceleraciones en todos los valores del espectro. La variación B_{SSI} se debe al amortiguamiento de la cimentación se observa en la tabla 32 que la relación efectiva de amortiguamiento viscoso β_o es 0.059 lo cual genera una reducción del espectro por el incremento de esta, esta reducción se hace mediante el factor B_{SSI} .

Figura 64 Comparación de períodos de Vibración según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Las pseudoaceleraciones también se reducen por los factores RRS_{bsa} y RRS_e obtenidos del efecto cinematográfico. La figura 64 muestra la variación de las pseudoaceleraciones obtenidas del periodo con base flexible ($T_y=0.311s$). En general, se ve una reducción promedio de 7.40% de las pseudoaceleraciones obtenidas con el periodo fundamental en Y, para todos los niveles de amenaza sísmica.

En general, se considera que el efecto cinemático es más pronunciado en edificaciones con periodos cortos, en edificios rígidos con grandes superficies de base y cimentaciones conectadas rígidamente. Asimismo, este efecto se intensifica cuando se incrementa la profundidad de la cimentación y el suelo presenta características geotécnicas desfavorables, lo que resulta en mayores reducciones de los valores del espectro de pseudoaceleraciones. Sin embargo, este efecto suele ser despreciado debido a la poca variación que induce en la estructura, como se puede observar en las tablas y figuras presentadas.

El efecto inercial es más pronunciado en edificaciones con periodos cortos y suelos con características geotécnicas desfavorables. Este efecto provoca una reducción más significativa en los valores del espectro de pseudoaceleraciones en comparación con el efecto cinematográfico, lo que resalta la importancia de analizarlo en detalle.

5.1.5 Hipótesis específico 4

La incorporación de la interacción suelo - estructura hará que se modifique el punto de desempeño con base empotrada del modulo 01-B de la infraestructura de Ingeniera de Minas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

5.1.5.1 Comparación de los puntos de desempeño según el ASCE 41-17

Análisis en la dirección X-X

Se muestran los desplazamientos objetivos δ_i (según ASCE/SEI 41-17) de ambos modelos, en la cual se observa una variación de estas teniendo valores mayores en el modelo con interacción suelo - estructura.

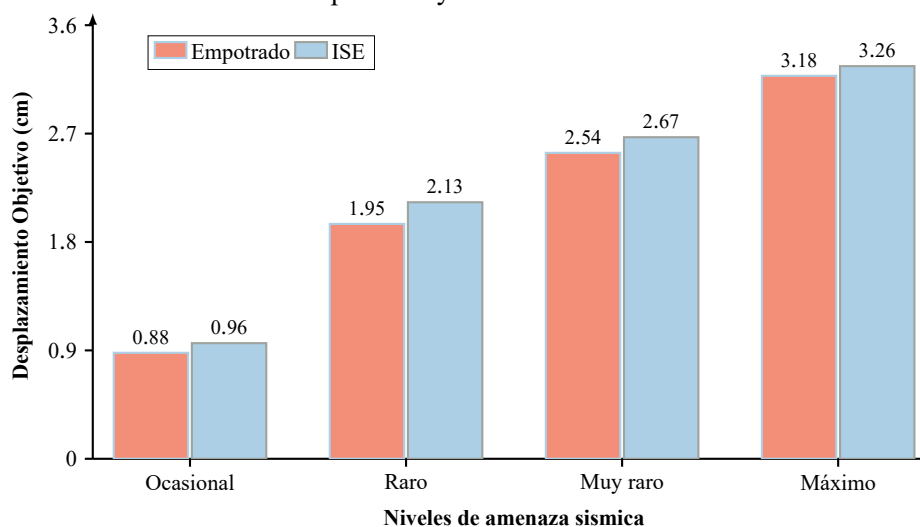
Estos resultados están acorde a lo realizado en el capítulo IV, como ya se mencionó al realizar la incorporación ISE la estructura se vuelve más flexible por lo cual acepta mayores deformaciones esto trae como consecuencia que el desplazamiento objetivo o punto de desempeño se vea incrementado como se muestra en la tabla 50.

Tabla 50 Comparación de los desplazamientos objetivos según el ASCE/SEI 41-17

Dirección	Sismo	δ_t - Empotrado (cm)	δ_t - ISE (cm)	% Variación
X-X	Ocasional	0.88	0.96	9.09
	Raro	1.95	2.13	9.23
	Muy Raro	2.54	2.67	5.12
	Máximo	3.18	3.26	2.52
Y-Y	Ocasional	1.21	1.27	4.96
	Raro	3.00	3.12	4.00
	Muy Raro	3.89	4.04	3.86
	Máximo	4.83	5.02	3.93

Fuente: Elaboración propia

Se presenta los resultados de los puntos de desempeño de manera grafica para una mayor percepción de estas. Se puede apreciar que la variación es mínima y como se vio en la hipótesis general los niveles de desempeño prácticamente no tienen variación.

Figura 65 Comparación de desplazamientos objetivos según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

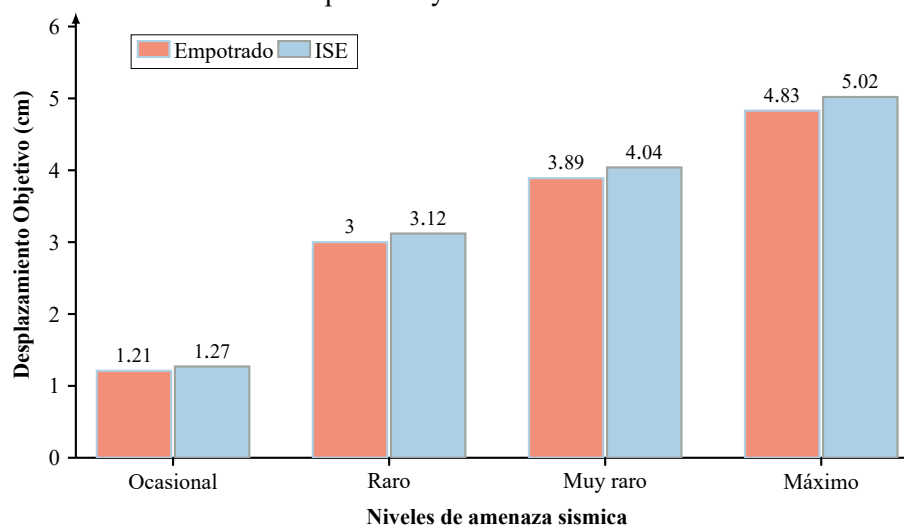
Análisis en la dirección Y-Y

Al igual que con el análisis anterior estos resultados están acorde a lo realizado en el capítulo IV, como ya se menciona al realizar la incorporación ISE la estructura se vuelve mas flexible por lo cual acepta mayores deformaciones esto trae como consecuencia que el desplazamiento objetivo o punto de desempeño se vea incrementado como se muestra en la tabla 50.

Se presenta los resultados de los puntos de desempeño de manera grafica para una mayor percepción de estas. Se puede apreciar que la variación es un tanto mayor en comparación del

análisis anterior esto debido a que en esta dirección se tiene una menor rigidez por lo cual los puntos de desempeño calculados son mayores.

Figura 66 Comparación de desplazamientos objetivos según Niveles de Amenaza Sísmica para modelos de base empotradas y modelos ISE en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Capítulo VI

Conclusiones

Conclusiones

De acuerdo con los objetivos planteados en el primer capítulo y las variables de diseño evaluadas, la investigación llevada a cabo y el posterior análisis de resultados se concluye:

1. Para realizar la evaluación del desempeño se utiliza el análisis estático no lineal, en el cual se considera un modelo con base empotrada y otro modelo con la incorporación de la interacción suelo-estructura, estos bajo las consideraciones de la norma ASCE/SEI 41-17 y la SEAOC-VISION 2000, dando como resultado los niveles de desempeño frente a distintos niveles de amenaza sísmica. La evaluación del desempeño de ambos modelos se calculó a través de los niveles de desempeño, los cuales resultaron en la única variación en la dirección XX que para un sismo muy raro el modelo empotrado se encuentra en un desempeño de ocupación inmediata (IO) y para el modelo con ISE un desempeño totalmente operacional (TO). En el presente estudio, la incorporación de la ISE no es totalmente relevante o crítica, dado que incluso considerando el modelo con base empotrada se obtienen resultados más conservadores.
2. Se calcularon las curvas de capacidad en ambas direcciones X e Y, como parte de la evaluación del desempeño. En la dirección XX se calcularon las curvas de capacidad para ambos modelos, mediante el cual se tiene que para el modelo con ISE se produjo un aumento de 9.09% en el desplazamiento último del techo y una disminución de 21.92% en la rigidez lateral elástica respecto al modelo empotrado. Para la dirección YY se calcularon las curvas de capacidad para ambos modelos, mediante el cual se tiene que para el modelo con ISE se produjo un aumento de 8.26% en el desplazamiento último del techo y una disminución de 11.88% en la rigidez lateral elástica respecto al modelo empotrado. Por lo tanto, la incorporación de la ISE produce una reducción de la rigidez y un aumento del desplazamiento último en la curva de capacidad.
3. Se realiza una transformación analógica del tipo de suelo S_2 (suelos intermedios) según la norma E030 a un tipo de suelo D (suelo rígido) según la norma ASCE. Con lo cual se determinaron las rigideces de la cimentación y se obtuvo un periodo flexible en X de $T_x = 0.285s$ el cual se tiene un aumento del periodo de 16.33% respecto al modelo

empotrado y un factor de reducción $B_{SSI} = 1.073$, para la dirección Y un periodo flexible $T_y = 0.311$ s con un aumento de 8.36% respecto al modelo empotrado y un factor de reducción $B_{SSI} = 1.045$.

Para el factor cinematográfico en la dirección Y se obtuvo un factor de reducción $RRS_{ba} = 0.998$ y un factor de reducción $RRS_{ba} = 0.969$ para el periodo fundamental en la dirección Y. Para la dirección X se obtuvo un factor de reducción $RRS_{ba} = 0.998$ y un factor de reducción $RRS_{ba} = 0.964$ para el periodo fundamental de dicha dirección.

4. Con respecto a la variación del espectro de pseudoaceleraciones mediante los efectos de inercia y cinemática de la interacción suelo-estructura, la reducción del espectro es de 14.05% para periodos cortos de hasta 0.20s. Para el estudio en la dirección X donde el periodo flexible es de 0.285 se obtuvo una reducción de 10.41%. Para la dirección Y, en el caso de periodos cortos inferiores a 0.20s se puede obtener hasta una reducción del 11.73%, mientras que para el periodo de 0.293 del presente estudio se obtiene una reducción del 7.40%. Esta reducción se aplica para todos los niveles de intensidad.
5. Con respecto al punto de desempeño, se tuvo un incremento en el desplazamiento que varía para sismo ocasional, raro, muy raro y máximo en un 9.09%, 9.23%, 5.12% y 2.52% en la dirección XX respectivamente, mientras que en la dirección YY se obtienen incrementos de 4.96%, 4.00%, 3.86% y 3.93% respectivamente.

Recomendaciones

1. La norma E.030 aborda de manera concisa el tema de la flexibilidad en los sistemas de cimentación. La norma no otorga la metodología para aplicarla. Aunque el ISE no es directamente relevante para la presente investigación, se recomienda siempre verificar la interacción suelo-estructura en el caso de estructuras esenciales..
2. Se recomienda la aplicación de la ISE para estructuras cimentadas en suelos con propiedades geotécnicas desfavorables y períodos prolongados.
3. Se recomienda desarrollar una metodología para la aplicación de la ISE en nuestra norma, con especial énfasis en edificaciones esenciales.

Trabajos futuros

1. Realizar la evaluación del desempeño mediante una modelización continua por elementos finitos.
2. Evaluar el comportamiento de las estructuras a través de un análisis no lineal historia-tiempo considerando la interacción suelo-estructura.
3. Evaluar el desempeño sísmico en base a desplazamientos y costos de reparación probables.

Referencias bibliográficas

Interacción Suelo-Estructura

- American Society of Civil Engineers. (2017a). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Arboleda, L., Mercado, J., Terzic, V. & Mackie, K. (2020). Soil–structure interaction effects on seismic performance and earthquake-induced losses in tall buildings. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(5), 1943–5606.
- Avilés, J., Aguilar, H. R. & Pérez-Rocha, L. E. (1995). Interacción dinámica suelo-estructura en el valle de México. *Revista de ingeniería sísmica*, 50, 31–45.
- Avilés, J. & Pérez-Rocha, L. E. (2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura. *Revista de ingeniería sísmica*, 71, 1–36.
- Dueñas, H. F. (2016). *Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el código reglamentario para el municipio de Puebla* (Tesis de maestría). Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, México.
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *A practical guide to soil-structure interaction (FEMA P-2091)*. Applied Technology Council.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. En H. Y. Fang (Ed.), *Foundation Engineering Handbook* (2a ed, pp. 553–593). Van Nostrand Reinhold.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832.
- Macas, F. A. & Proaño, K. R. (2024). Análisis interacción suelo-estructura en una zona de riesgo con cimentación de zapatas aisladas. Manabí, Ecuador. *Dominio de las Ciencias*, 10(2), 177–211.
- Meek, J. W. & Veletsos, A. S. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 3, 121–138.
- Mejía, N. (2018). *Análisis de interacción suelo estructura en conjunto con un análisis PUSH OVER en una edificación de 10 pisos en pórticos de concreto, en zonas lacustres de la microzonificación sísmica de bogotá* (tesis de maestría). Universidad Militar Nueva Granada, Bogota.

- Muchari, D. L. (2013). *Diseño estructural de edificio considerando la interacción dinámica suelo-estructura* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S. & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 824–853.
- National Institute of Standards and Technology. (2012). *Soil-structure interaction for building structures (NIST GCR 12-917-21)*. U.S. Department of Commerce.
- Pais, A. & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227.
- Pérez, L. E. (1998). *Respuesta estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura* (Tesis doctoral). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Proaño, K. R., Almache, L. M. & Cordero, C. J. (2022). Interacción Suelo – Estructura para edificaciones de hormigón armado, mediante modelos dinámicos. *Dominio de las Ciencias*, 8(4), 956–989.
- Rivera, M., Piedra, R. & Paripanca, Y. (2016). Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *CIVILIZATE*, 8.
- Sucasaca, H. & Mamani, J. H. (2017). *Evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura en el Estadio Universitario UNA-PUNO* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano Puno, Puno, Perú.
- Vílchez, A. & Retamozo, S. (2020). Caracterización geofísica del predio de ing. civil - ciudad universitaria - USNCH. *Revista de Investigación UNSCH*, 28(1).
- Villareal, G. (2020). Interacción suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. *Revista Internacional Ingeniería de Estructuras*, 25(3), 311–332.
- Villarreal, G. A. & Aguila, C. T. (2021). Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 426–471.

Análisis no Lineal Estático

- American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2017b). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings (FEMA P-58-1)* (Volumen 1 - 2da ed). Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.

- Applied Technology Council (ATC). (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Lima, Perú: Seismic Safety Commission, State of California.
- Arango, S., Paz, A. & del Pilar Duque, M. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 1(12), 139–154.
- Bedecarratz, E. (2018). *Modelación no lineal de un edificio de hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño* (tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Binici, B., Yakut, A., Kadas, K., Demirel, O., Akpınar, U. & Canbolat, A. (2023). Performance of RC buildings after Kahramanmaraş earthquakes: lessons toward performance based design. *Earthq. Eng. Eng. Vib.* 22, 883–894.
- Bonett, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicados a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Celi, C. & Arellano, B. (2014). Fiabilidad del modelamiento sísmico, en el rango no lineal, en función de la longitud de las zonas plásticas asumidas para vigas. *Escuela Politécnica Nacional*, 33, 1–9.
- Choque, J. & 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 San Agustín de Arequipa, Arequipa.
- Cisneros, R. (2014). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil* (tesis de pregrado). Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M. & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, 4, 1–36.
- Duong, K. V. (2006). *Seismic behaviour of a shear-critical reinforced concrete frame: an experimental and numerical investigation*. (tesis de maestría). Universidad de Toronto, Toronto.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering structures*, 23, 878–884.
- Lin, Y. Y., Chang, K. C. & Wang, Y. L. (2003). Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 33, 35–48.
- Lopez, A. T., Tomás, A. & Sánchez, G. (2017). Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. *Asociación científico - técnica del hormigón estructural*, 55, 125–154.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.

- Medina, R. & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y proyectos*, 23, 63–77.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Murat, O., Musa, H., Gamze, D., Ali, S. & Hatice, D. (2023). School buildings performance in 7.7 Mw and 7.6 Mw catastrophic earthquakes in southeast of Turkey. *Journal of Building Engineering*. 79.
- National Institute of Standards and Technology. (2016). *Community Resilience Planning Guide for Buildings and Infrastructure Systems* (Volumes I and II). Washington, DC: U.S. Department of Commerce.
- Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures* (1ra ed.). Jhon Wiley y Sons.
- Perez, C. & Torres, R. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica, Lima.
- Quispe, R. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH mediante métodos no lineales*. (tesis de pregrado). Universidad Nacional San Cristobal de Huamanga, Ayacucho.
- Romero, H. F. & Quiroga, O. A. (2015). *Obtención del diagrama momento - curvatura en muros de concreto reforzado* (tesis de pregrado). Universidad Pontificia Bolivariana, Bolivia.
- Saavedra, M. (2020). *Desempeño sísmico considerando la Interacción Suelo – Estructura de un edificio multifamiliar de tres niveles, Baños del Inca – Cajamarca, 2019*. (tesis de pregrado). Universidad Privada del Norte, Cajamarca.
- Simanjuntak, V., Imran, I., Moestopo, M. & Setio, H. (2022). The Evolution of Seismic Design Provisions in Indonesia's National Bridge Code. *Journal of Engineering and Technological Sciences*, 54, 220614.
- Structural Engineers Association of California VISION 2000. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California Office of Emergency Service.
- Taghavi, S. & Miranda, E. (2003). *Response Assessment of nonstructural building elements* (PEER Report 2003-05). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley.
- Villacorta, A. G. (s.f.). *El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales*. ADGAVI y Asociados SAC.

Vuran, E., Serhatoglu, C., Timuragaoglu, O., Smyrou, E. & Livaoglu, R. (2024). *Damage observations of RC buildings from 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence and discussion on the seismic code regulations*. Bull Earthquake Eng.

Otros

Ayala, R. G. (2022). *Evaluación de rotulas plásticas de elementos shell en el software ETABS* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile.

Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo.

Caballero, A. (2014). *Metodología integral innovadora para planes y tesis*. Mexico: Cengage Learning.

Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures* (4th edition). Pearson Education.

Cornejo, J., Sanhueza, S. & Rioseco, M. (2012). *Orientaciones para la elaboración de tesis, seminarios y paper académicos* (1a ed). Talca: Universidad Católica de Maule.

Gomez-Rivas, A., Pincus, G. & Tito, J. A. (2012). Models, computers and structural analysis. En *Proceedings of 10th latin american and caribbean conference for engineering and technology*. Panama.

Hernández, R. (2014). *Metodología de la investigación* (6a ed). Mexico: McGraw-Hill.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2018). *Norma técnica de edificación E.030: Diseño sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Muños, R. C. (2011). *Como elaborar y asesorar una investigación de tesis* (2a ed). Mexico: Pearson Education.

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente* (1a ed). Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO).

Ottazi, G. (2011). *Apuntes del curso concreto armado I* (12va ed.). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Structural, D. (2024). Calibración - simulación numérica no lineal. Consultado el 02 de agosto, 2024. Retrieved from <https://www.youtube.com/watch?v=fxR9ZePt9h0&list=LL&index=121>

Glosarios

Curva de Fragilidad Herramienta fundamental de la ingeniería sísmica para evaluar y mitigar el riesgo con la finalidad de describir la probabilidad de que una estructura alcance o supere un cierto nivel de daño bajo un evento sísmico de determinada magnitud.

Ductilidad es una propiedad importante de los materiales y sistemas estructurales que describe su capacidad para deformarse plásticamente bajo cargas extremas antes de llegar a su colapso.

Intensidad sísmica es una medida cualitativa que describe los efectos y el grado de daño causado por un terremoto en un lugar específico.

Periodo de retorno es una estimación estadística del intervalo promedio de tiempo entre desastres naturales como un terremoto de una magnitud específica o mayor en una región determinada.

Resiliencia Sísmica Capacidad de una comunidad, infraestructura, o sistema para resistir, absorber, adaptarse y recuperarse de los efectos de un terremoto de manera eficiente y oportuna.

Vida Util es el período de tiempo durante el cual se espera que una construcción cumpla con sus funciones de manera segura y eficiente, sin requerir reparaciones significativas ni presentar riesgos inaceptables.

Vulnerabilidad Sísmica es el grado de susceptibilidad de una estructura, sistema o comunidad a sufrir daños o pérdidas debido a un terremoto.

Lista de Acrónimos

ANLE	: Análisis no lineal estático
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
BPOE	: Objetivo básico de desempeño para edificios existentes
BPON	: Objetivo básico de desempeño conforme a las nuevas regulaciones de construcción
EDP	: Engineering Demand Parameters
EMS	: Estudio de Mecánica de Suelos
ETABS	: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
GDL	: Grado de Libertad
IBC	: International Building Code
ISE	: Interacción Suelo - Estructura
MCE	: Maximum Considered Earthquake
MDOF	: Múltiples grados de libertad
MEC	: Método de Espectro de Capacidad
NCSEA	: National Council of Structural Engineers Associations
NEHRP	: Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
NIST	: National Institute of Standards and Technology
NTP	: Norma Técnica Peruana
PBD	: Performance-Based Design
PBEE	: Performance-Based Earthquake Engineering
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	: Aceleración Máxima del Suelo
SDOF	: Grado único de libertad
SE	: Serviceability Earthquake
SEAOC	: Structural Engineers Association of California
STC	: Seismic Task Committee

Símbolos

H_i	Altura de entrepiso [m]
h^*	Altura efectiva de la estructura
β_{rd}	Coeficiente de amortiguamiento de radiación
β_s	Coeficiente de amortiguamiento histerético
β	Coeficiente de amortiguamiento viscoso
β_f	Coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo
ϕ_A	Curvatura de agrietamiento [1/m]
ϕ_y	Curvatura de fluencia [1/m]
ϕ_u	Curvatura última [1/m]
q	Deformación [cm]
ε_{co}	Deformación unitaria máxima del concreto no confinado
ε_{cu}	Deformación unitaria última del concreto confinado
μ	Demanda de ductilidad prevista
Δ_i	Desplazamiento relativo de entrepiso
μ_ϕ	Ductilidad
ϕ_1	Funciones de Forma [cm]
L_P	Longitud de plastificación [m]
M^*	Masa modal efectiva
M_A	Momento de agrietamiento [t-m]
M_y	Momento de fluencia [t-m]
G	Modulo de corte [tonf/m2]
G_0	Módulo de corte medio [tonf/m2]
E_c	Módulo de elasticidad del concreto [kg/cm2]
E_{sec}	Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo [kg/cm2]
T_R	Periodo de retorno [años]
T_i	Periodo fundamental elástico [s]
T	Período fundamental de la estructura - base fija [s]
$\tilde{T}$	Período fundamental de la estructura - base flexible [s]
w	Peso sísmico efectivo [tonf]
γ	Peso Especifico del Material [tn/m ³]
P_T	Peso Total [tn]

γ	Peso unitario medio del suelo
p_e	Probabilidad de excedencia
e	Profundidad de empotramiento de la cimentación [m]
ν	Relación de poisson
μ_{max}	Relación de resistencia máxima
$\mu_{strength}$	Relación entre la demanda de resistencia elástica y la resistencia de fluencia
E	Resistencia máxima del concreto confinado [kg/cm ²]
f'_{co}	Resistencia máxima del concreto no confinado [kg/cm ²]
f_{cu}	Resistencia última del concreto confinado [kg/cm ²]
K_e	Rigidez lateral efectiva [tonf/m]
K_i	Rigidez lateral elástica [tonf/m]
θ	Rotación
S_a	Seudo aceleración [m/s ²]
S_d	Seudo desplazamiento [m]
t	tiempo de exposición [años]
v_{so}	Velocidad de la onda de corte [ft/s]
v_s	Velocidad efectiva de la onda de corte [ft/s]

Anexo A

Determinación de los puntos de desempeño

A.1 Punto de desempeño modelo empotrado

En la sección 4.4.6.1 se analizó el punto de desempeño para un sismo máximo. En este apartado se realizará un análisis para los demás niveles de demanda sísmica, además de presentar los datos completos de la curva de capacidad.

A.1.1 Análisis en la dirección X-X

Curva de capacidad

Se presenta la tabla A.1 con todos los valores de la curva de capacidad que se mostró en la figura 36.

Tabla A.1 Datos curva de capacidad en la dirección X-X

Dato	D (m)	V (tonf)	Dato	D (m)	V (tonf)
1	0.000	0.0000	21	0.067	268.338
2	0.002	33.569	22	0.070	271.167
3	0.006	82.688	23	0.074	274.717
4	0.009	111.732	24	0.077	277.437
5	0.013	147.005	25	0.081	280.635
6	0.016	166.778	26	0.084	282.747
7	0.019	183.678	27	0.087	284.775
8	0.023	201.859	28	0.091	287.868
9	0.026	213.504	29	0.094	290.007
10	0.030	226.749	30	0.098	292.472
11	0.033	233.172	31	0.101	294.076
12	0.036	239.422	32	0.104	295.682
13	0.040	246.453	33	0.108	297.564
14	0.043	250.379	34	0.111	299.081
15	0.047	254.619	35	0.115	300.912
16	0.050	256.769	36	0.118	300.299
17	0.057	258.001	37	0.121	300.982
18	0.060	260.864	38	0.125	301.220
19	0.064	265.293	39	0.128	296.766
20	0.064	265.293	40	0.130	292.572

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo ocasional

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.2 Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo ocasional

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.29	T_e (seg)	0.25
K_e (tonf/m)	14634.77	S_a (g)	0.375
K_i (tonf/m)	14634.77	V_y (tonf)	59.16
V (tonf)	107.59	D_y (cm)	0.40
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	0.88	$\mu_{strength}$	2.04

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo ocasional se observa de manera grafica en la figura A.1, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.2.

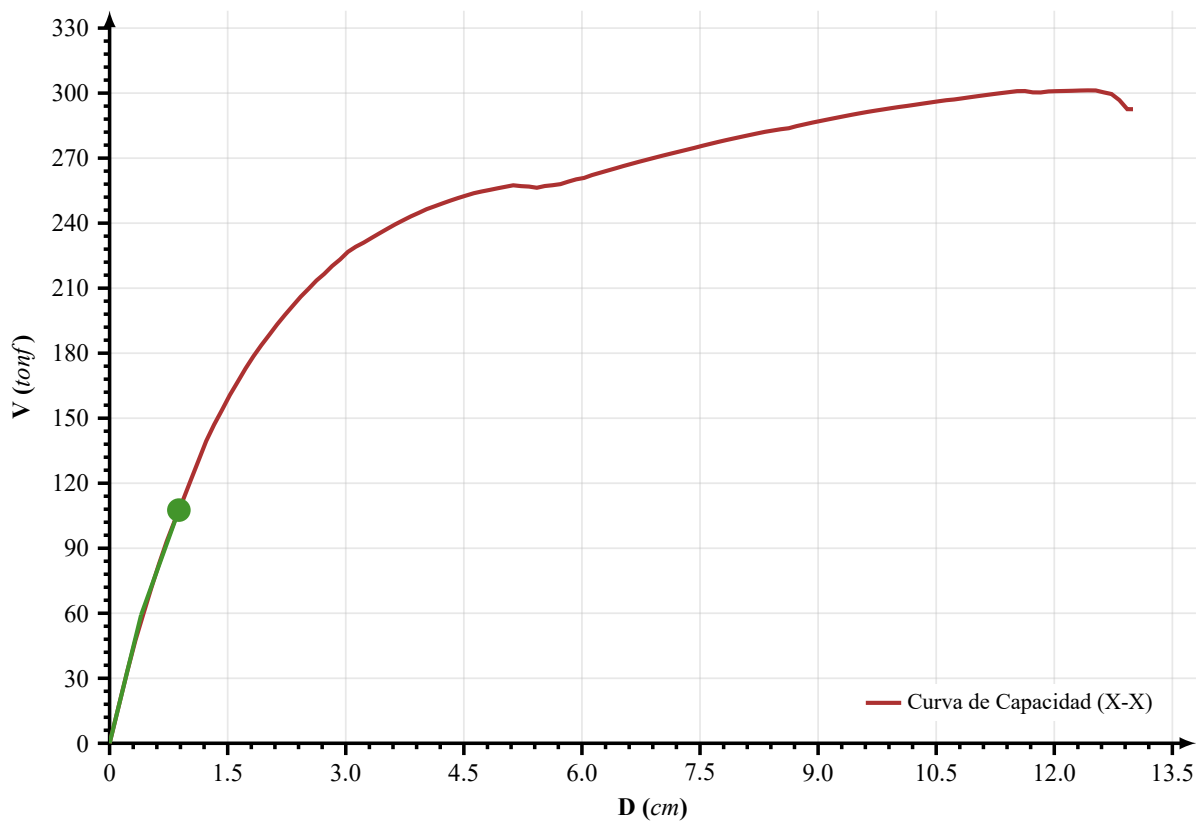


Figura A.1 Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo ocasional

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.3 Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.33	T_e (seg)	0.25
K_e (tonf/m)	13826.13	S_a (g)	0.75
K_i (tonf/m)	14634.77	V_y (tonf)	106.28
V (tonf)	184.68	D_y (cm)	0.77
C_2	1.03	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	1.95	$\mu_{strength}$	2.27

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo raro se observa de manera grafica en la figura A.2, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.3.

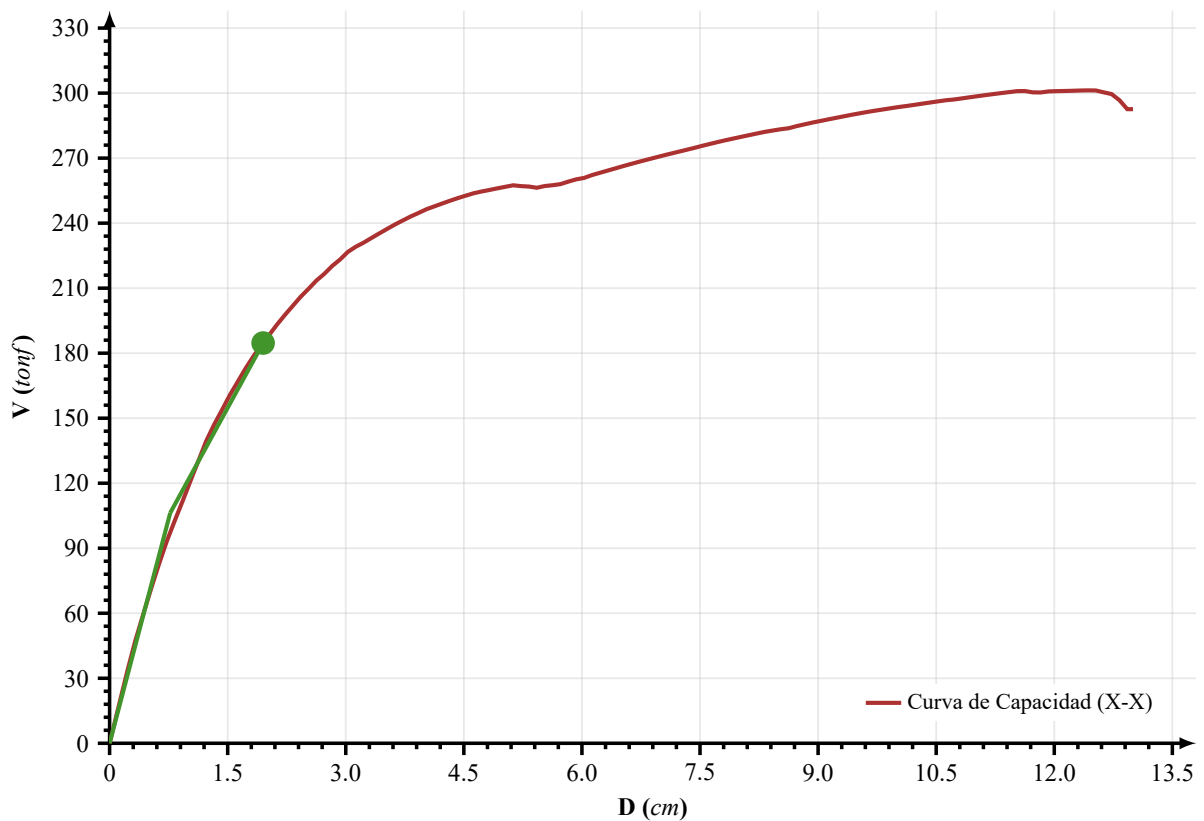


Figura A.2 Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo raro

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo muy raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.4 Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo muy raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.34	T_e (seg)	0.26
K_e (tonf/m)	13392.00	S_a (g)	0.938
K_i (tonf/m)	14634.77	V_y (tonf)	129.13
V (tonf)	210.01	D_y (cm)	0.96
C_2	1.03	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	2.54	$\mu_{strength}$	2.33

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo muy raro se observa de manera grafica en la figura A.3, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.4.

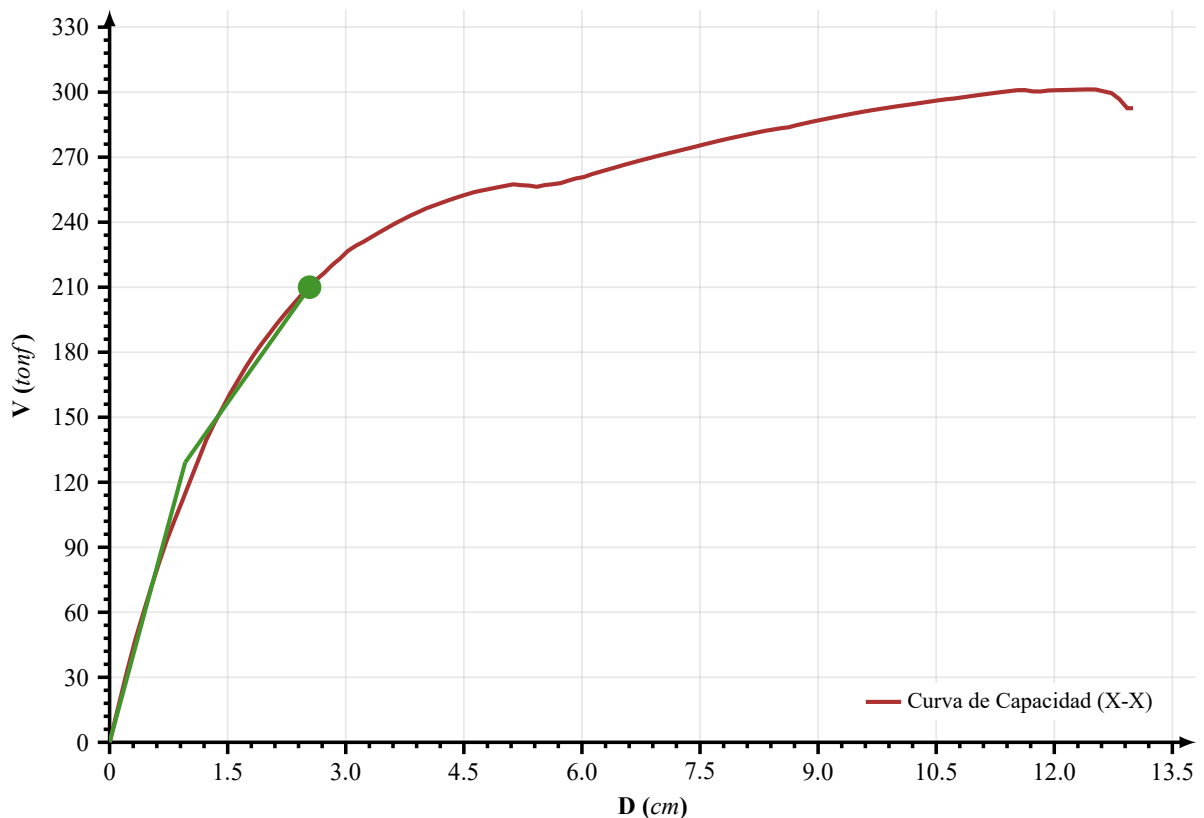


Figura A.3 Punto de desempeño en la dirección X-X para un sismo muy raro

Fuente: Elaboración propia

A.1.2 Análisis en la dirección Y-Y

Curva de capacidad

Se presenta la tabla A.1 con todos los valores de la curva de capacidad que se mostró en la figura 37.

Tabla A.5 Datos curva de capacidad en la dirección Y-Y

Dato	D (m)	V (tonf)	Dato	D (m)	V (tonf)
1	0.000	0.00	26	0.050	254.60
2	0.002	20.39	27	0.052	258.14
3	0.004	40.78	28	0.054	261.16
4	0.006	61.04	29	0.056	263.68
5	0.008	77.79	30	0.058	265.82
6	0.010	92.27	31	0.060	267.57
7	0.012	105.86	32	0.062	269.32
8	0.014	118.78	33	0.064	271.06
9	0.016	131.36	34	0.066	272.58
10	0.018	143.07	35	0.068	273.92
11	0.020	154.15	36	0.070	275.11
12	0.022	165.06	37	0.072	276.07
13	0.024	174.76	38	0.074	276.96
14	0.026	184.10	39	0.076	277.59
15	0.028	192.79	40	0.078	278.07
16	0.030	200.32	41	0.080	278.50
17	0.032	207.72	42	0.082	278.82
18	0.034	215.04	43	0.084	279.00
19	0.036	221.63	44	0.086	279.07
20	0.038	227.64	45	0.088	279.02
21	0.040	233.22	46	0.090	278.92
22	0.042	238.27	47	0.092	278.79
23	0.044	243.22	48	0.094	278.54
24	0.046	247.35	49	0.096	278.20
25	0.048	251.09	50	0.100	277.59

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo ocasional

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.6 Desplazamiento objetivo en la dirección Y - sismo ocasional

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.31	T_e (seg)	0.29
K_e (tonf/m)	10190.60	S_a (g)	0.38
K_i (tonf/m)	10190.60	V_y (tonf)	69.49
V (tonf)	106.62	D_y (cm)	0.68
C_2	1.01	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	1.21	$\mu_{strength}$	1.73

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo ocasional se observa de manera grafica en la figura A.4, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.6.

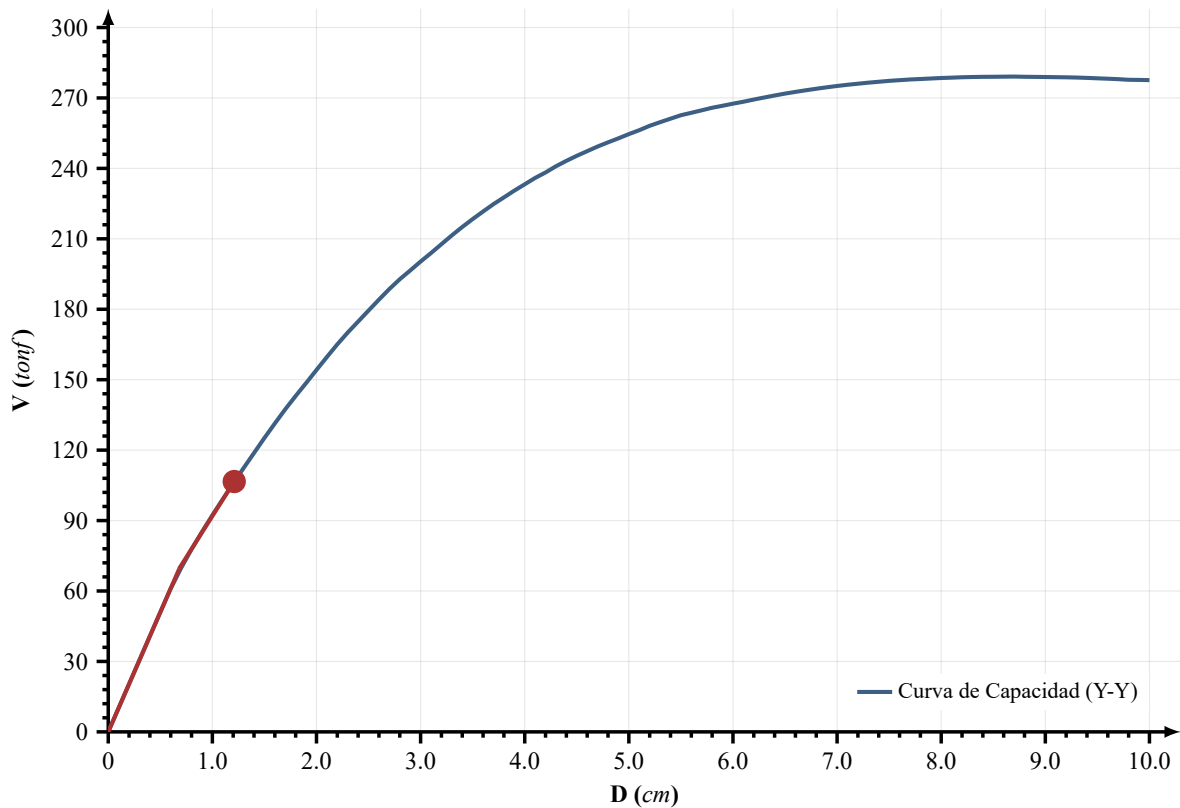


Figura A.4 Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo ocasional

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.7 Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.58	T_e (seg)	0.29
K_e (tonf/m)	10190.60	S_a (g)	0.75
K_i (tonf/m)	10190.60	V_y (tonf)	100.85
V (tonf)	200.43	D_y (cm)	0.99
C_2	1.03	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	3.00	$\mu_{strength}$	2.39

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo raro se observa de manera grafica en la figura A.5, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.7.

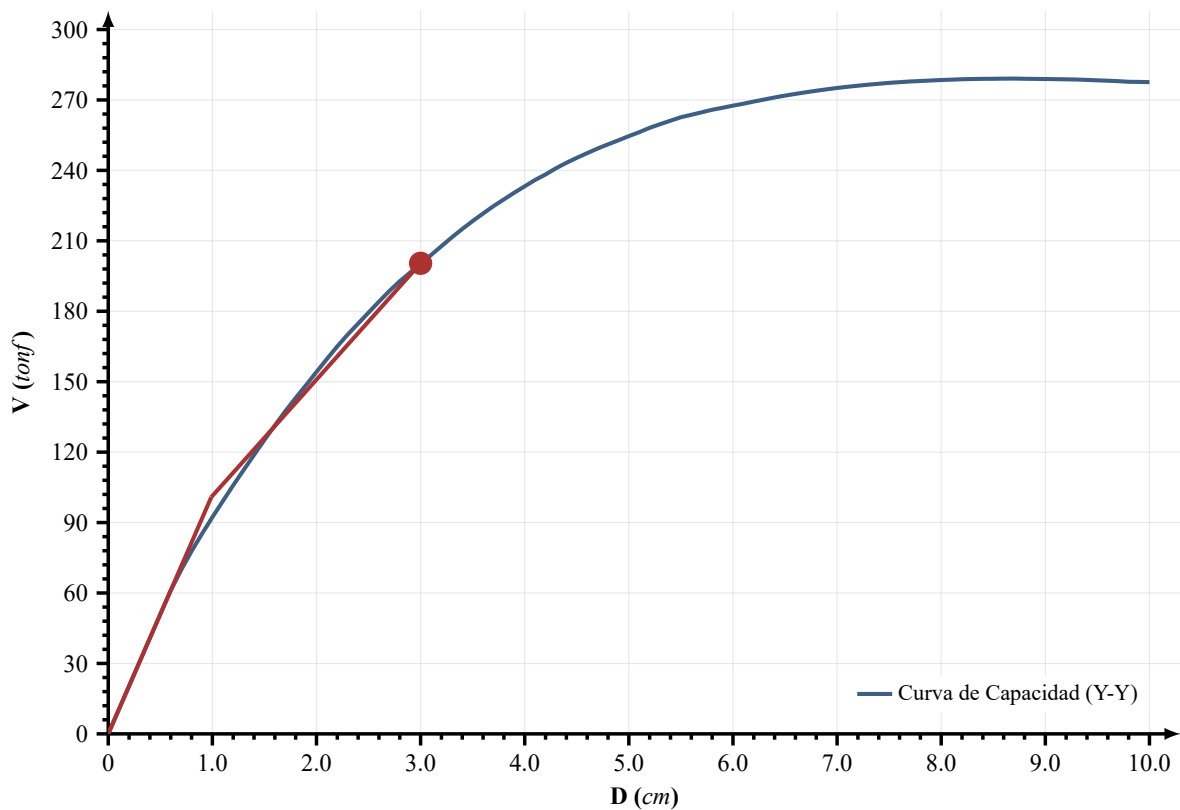


Figura A.5 Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo raro

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo muy raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.8 Desplazamiento objetivo en la dirección X - sismo muy raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.60	T_e (seg)	0.29
K_e (tonf/m)	9912.22	S_a (g)	0.938
K_i (tonf/m)	10190.60	V_y (tonf)	123.96
V (tonf)	230.31	D_y (cm)	1.25
C_2	1.03	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	3.89	$\mu_{strength}$	2.43

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo muy raro se observa de manera grafica en la figura A.6, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.8.

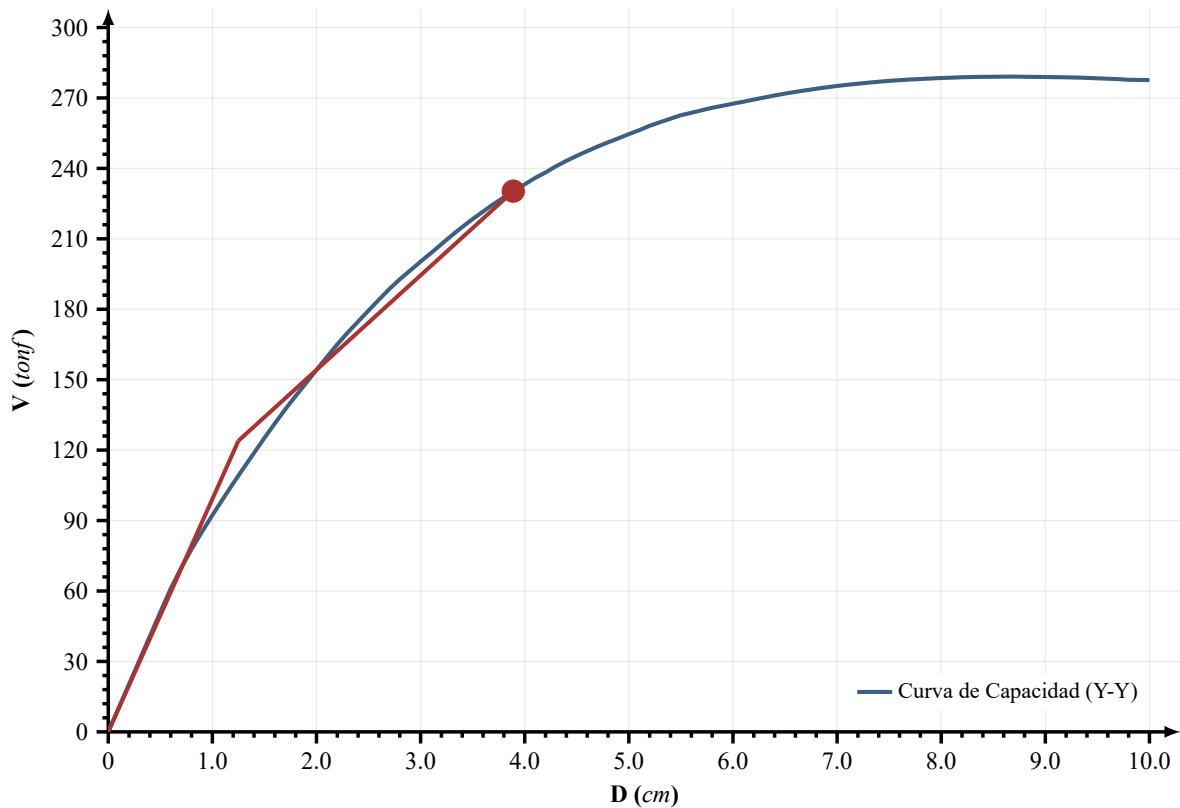


Figura A.6 Punto de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo muy raro

Fuente: Elaboración propia

A.2 Punto de desempeño modelo con interacción suelo-estructura

En la sección 4.5.7.1 se analizó el punto de desempeño para un sismo máximo. En este apartado se realizará un análisis para los demás niveles de demanda sísmica, además de presentar los datos completos de la curva de capacidad con la incorporación de la ISE.

A.2.1 Análisis en la dirección X-X con ISE

Curva de capacidad

Se presenta la tabla A.9 con todos los valores de la curva de capacidad que se mostró en la figura 48.

Tabla A.9 Datos curva de capacidad en la dirección X-X con ISE

Dato	D (m)	V (tonf)	Dato	D (m)	V (tonf)
1	0.000	0.00	26	0.072	284.85
2	0.002	26.59	27	0.074	286.69
3	0.005	59.20	28	0.077	289.15
4	0.008	88.27	29	0.080	291.36
5	0.011	113.81	30	0.083	292.35
6	0.014	137.84	31	0.086	292.99
7	0.016	150.71	32	0.089	296.93
8	0.019	171.70	33	0.092	298.75
9	0.022	189.08	34	0.095	300.54
10	0.025	201.97	35	0.098	302.06
11	0.028	212.53	36	0.101	303.88
12	0.031	221.62	37	0.103	305.15
13	0.034	229.46	38	0.106	307.10
14	0.037	236.48	39	0.109	308.25
15	0.040	243.21	40	0.112	309.33
16	0.043	249.34	41	0.115	310.01
17	0.045	253.14	42	0.118	310.53
18	0.048	258.16	43	0.121	310.98
19	0.051	262.55	44	0.124	310.74
20	0.054	266.44	45	0.127	310.03
21	0.057	269.87	46	0.130	310.10
22	0.060	272.78	47	0.132	310.67
23	0.063	275.86	48	0.135	310.21
24	0.066	279.11	49	0.138	310.55
25	0.069	282.02	50	0.143	308.07

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo ocasional

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.10 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo ocasional

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.16	T_e (seg)	0.29
K_e (tonf/m)	11426.54	S_a (g)	0.336
K_i (tonf/m)	11426.54	V_y (tonf)	60.10
V (tonf)	99.84	D_y (cm)	0.53
C_2	1.01	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	0.96	$\mu_{strength}$	1.80

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo ocasional se observa de manera grafica en la figura A.7, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.10.

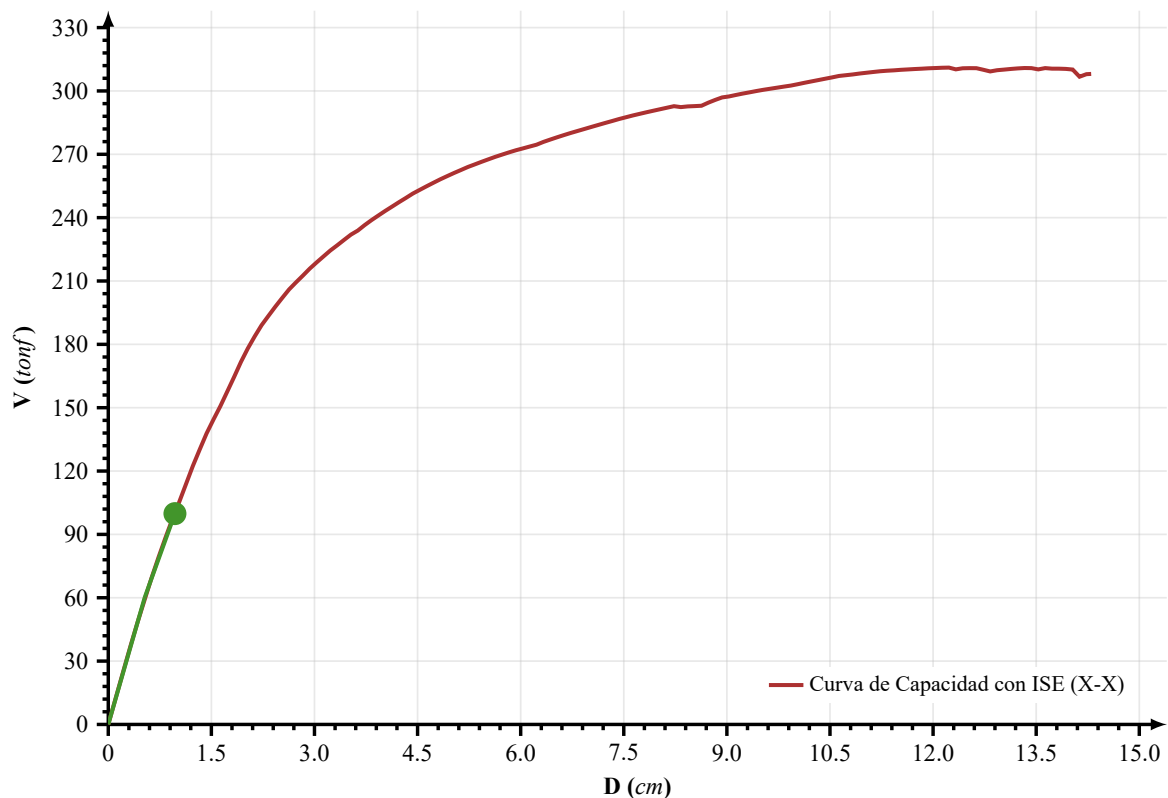


Figura A.7 Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo ocasional

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.11 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.26	T_e (seg)	0.287
K_e (tonf/m)	11241.00	S_a (g)	0.672
K_i (tonf/m)	11426.54	V_y (tonf)	94.73
V (tonf)	183.97	D_y (cm)	0.84
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	2.13	$\mu_{strength}$	2.28

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo raro se observa de manera grafica en la figura A.8, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.11.

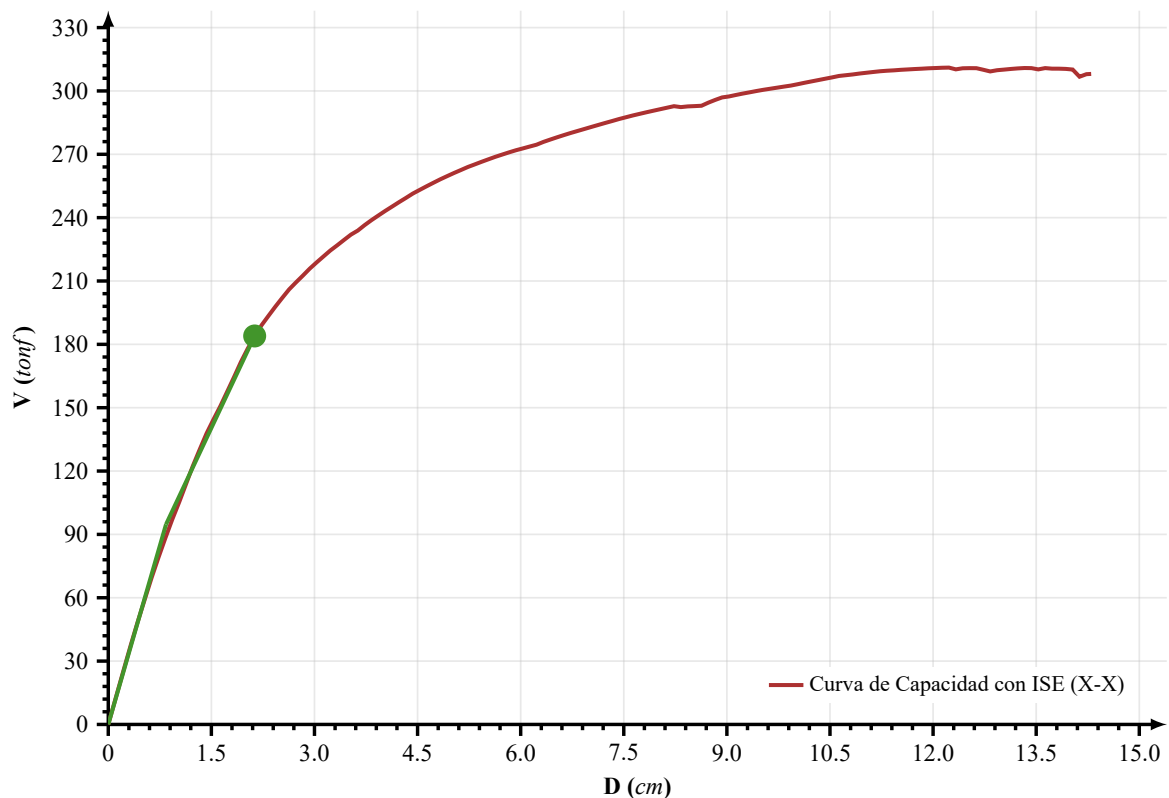


Figura A.8 Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo raro

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo muy raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.12 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección X - sismo muy raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.24	T_e (seg)	0.29
K_e (tonf/m)	11426.54	S_a (g)	0.840
K_i (tonf/m)	11426.54	V_y (tonf)	122.08
V (tonf)	207.36	D_y (cm)	1.11
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	2.67	$\mu_{strength}$	2.21

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo muy raro se observa de manera grafica en la figura A.9, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.12.

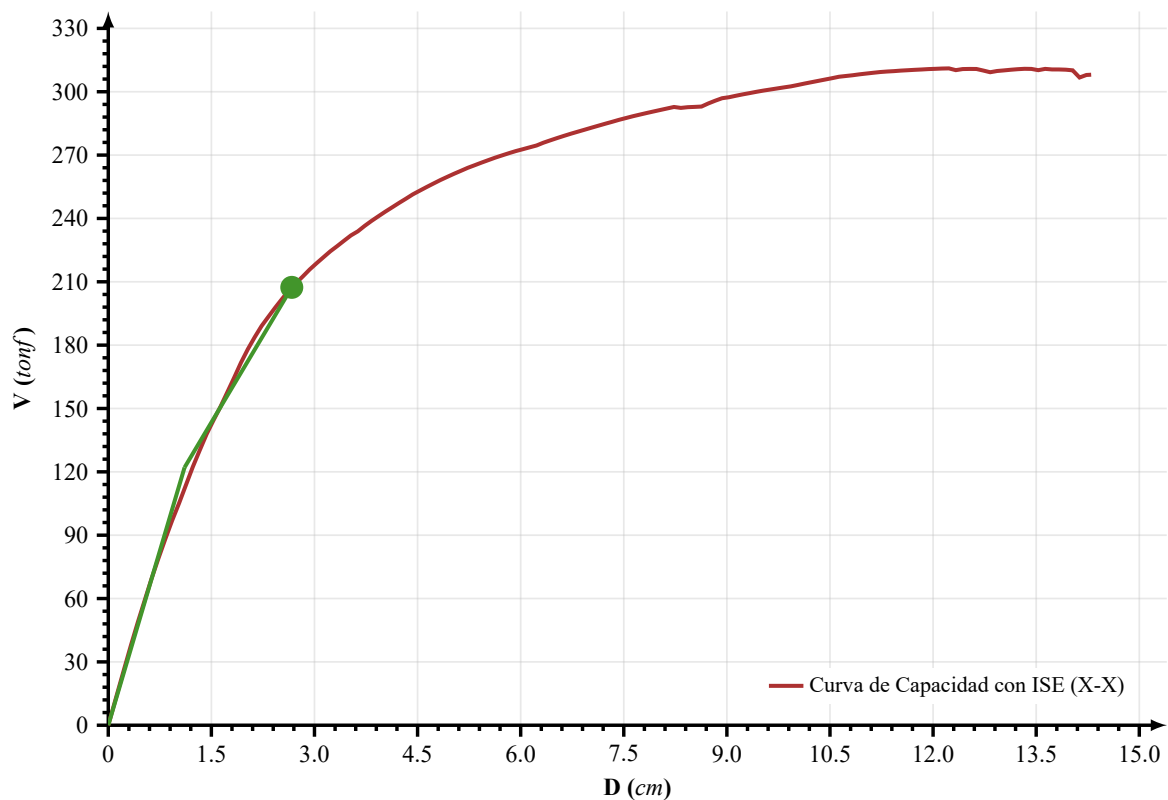


Figura A.9 Punto de desempeño en la dirección X-X con incorporación ISE para un sismo muy raro

Fuente: Elaboración propia

A.2.2 Análisis en la dirección Y-Y con ISE

Curva de capacidad

Se presenta la tabla A.13 con todos los valores de la curva de capacidad que se mostró en la figura 49.

Tabla A.13 Datos curva de capacidad en la dirección Y-Y con ISE

Dato	D (m)	V (tonf)	Dato	D (m)	V (tonf)
1	0.000	0.00	26	0.055	260.62
2	0.002	18.03	27	0.057	263.76
3	0.004	36.05	28	0.059	266.88
4	0.007	62.41	29	0.062	271.12
5	0.009	77.83	30	0.064	273.47
6	0.011	91.18	31	0.066	275.24
7	0.013	103.79	32	0.068	276.83
8	0.015	115.77	33	0.070	278.29
9	0.018	133.19	34	0.073	279.55
10	0.020	144.13	35	0.075	280.29
11	0.022	154.39	36	0.077	280.72
12	0.024	164.62	37	0.079	281.56
13	0.026	173.94	38	0.081	282.45
14	0.029	186.81	39	0.084	283.38
15	0.031	194.42	40	0.086	283.84
16	0.033	201.94	41	0.088	284.10
17	0.035	209.04	42	0.090	284.24
18	0.037	215.49	43	0.092	284.33
19	0.040	225.16	44	0.095	284.31
20	0.042	230.99	45	0.097	284.20
21	0.044	236.50	46	0.099	283.96
22	0.046	241.67	47	0.101	283.61
23	0.048	246.70	48	0.103	283.26
24	0.051	253.37	49	0.106	282.22
25	0.053	257.22	50	0.109	282.92

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo ocasional

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.14 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo ocasional

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.26	T_e (seg)	0.31
K_e (tonf/m)	8979.92	S_a (g)	0.347
K_i (tonf/m)	8979.92	V_y (tonf)	69.04
V (tonf)	101.77	D_y (cm)	0.77
C_2	1.00	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	1.27	$\mu_{strength}$	1.62

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo ocasional se observa de manera grafica en la figura A.10, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.14.

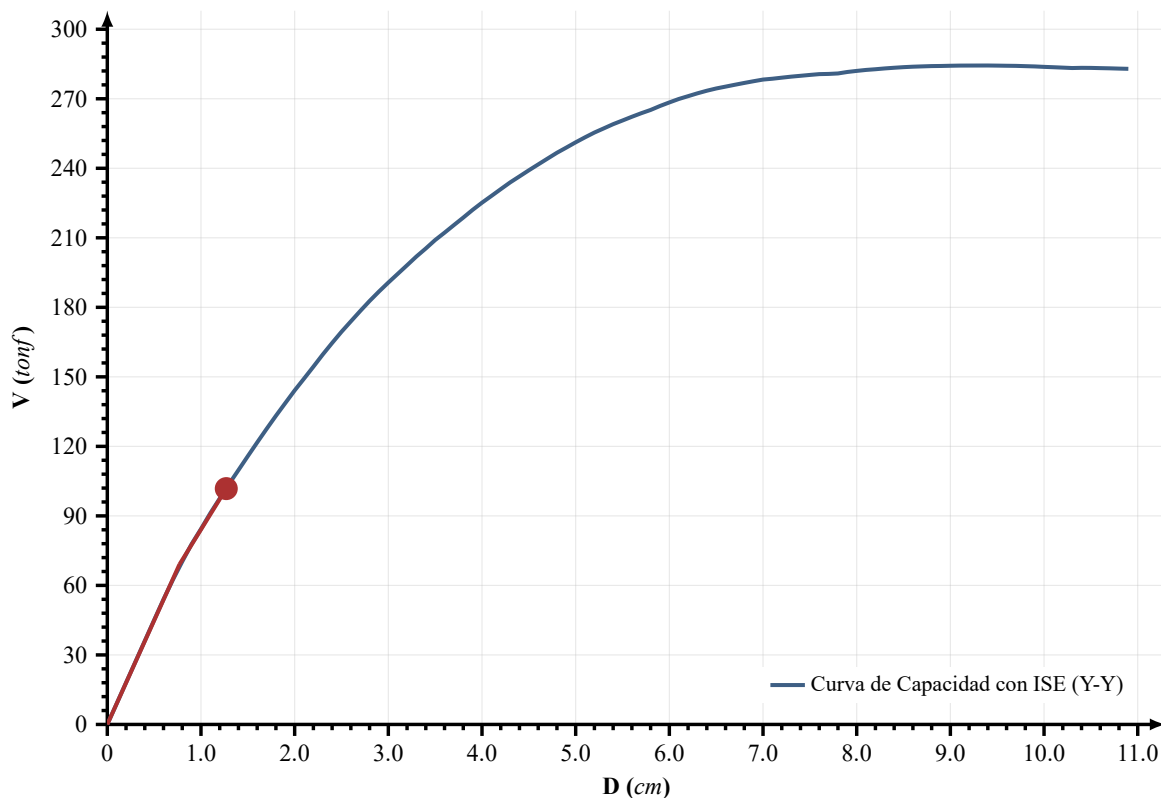


Figura A.10 Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo ocasional

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.15 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.52	T_e (seg)	0.31
K_e (tonf/m)	8979.92	S_a (g)	0.694
K_i (tonf/m)	8979.92	V_y (tonf)	98.89
V (tonf)	194.98	D_y (cm)	1.10
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	3.12	$\mu_{strength}$	2.26

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo raro se observa de manera grafica en la figura A.11, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.15.

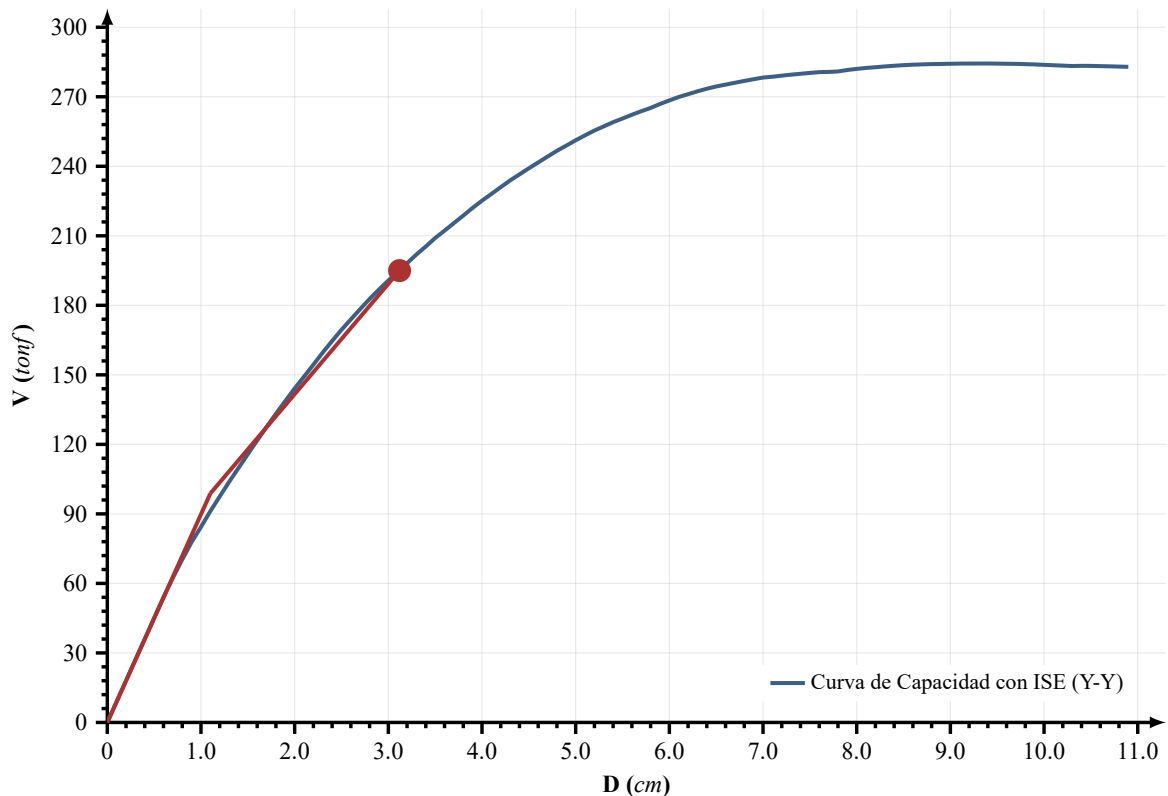


Figura A.11 Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo raro

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño - sismo muy raro

Los valores se obtuvieron de las tablas mostradas en la sección 2.2.3.3 y otros valores se obtuvieron del software ETABS.

Tabla A.16 Desplazamiento objetivo con la ISE en la dirección Y - sismo muy raro

Parámetros	Valor	Parámetros	Valor
C_0	1.20	a	60.00
C_1	1.55	T_e (seg)	0.31
K_e (tonf/m)	8791.75	S_a (g)	0.868
K_i (tonf/m)	8979.92	V_y (tonf)	120.85
V (tonf)	226.32	D_y (cm)	1.37
C_2	1.02	C_m	1.00
delta - δ_t (cm)	4.04	$\mu_{strength}$	2.31

Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño para un sismo muy raro se observa de manera grafica en la figura A.12, en la cual se grafica la curva de capacidad y los datos de la tabla A.16.

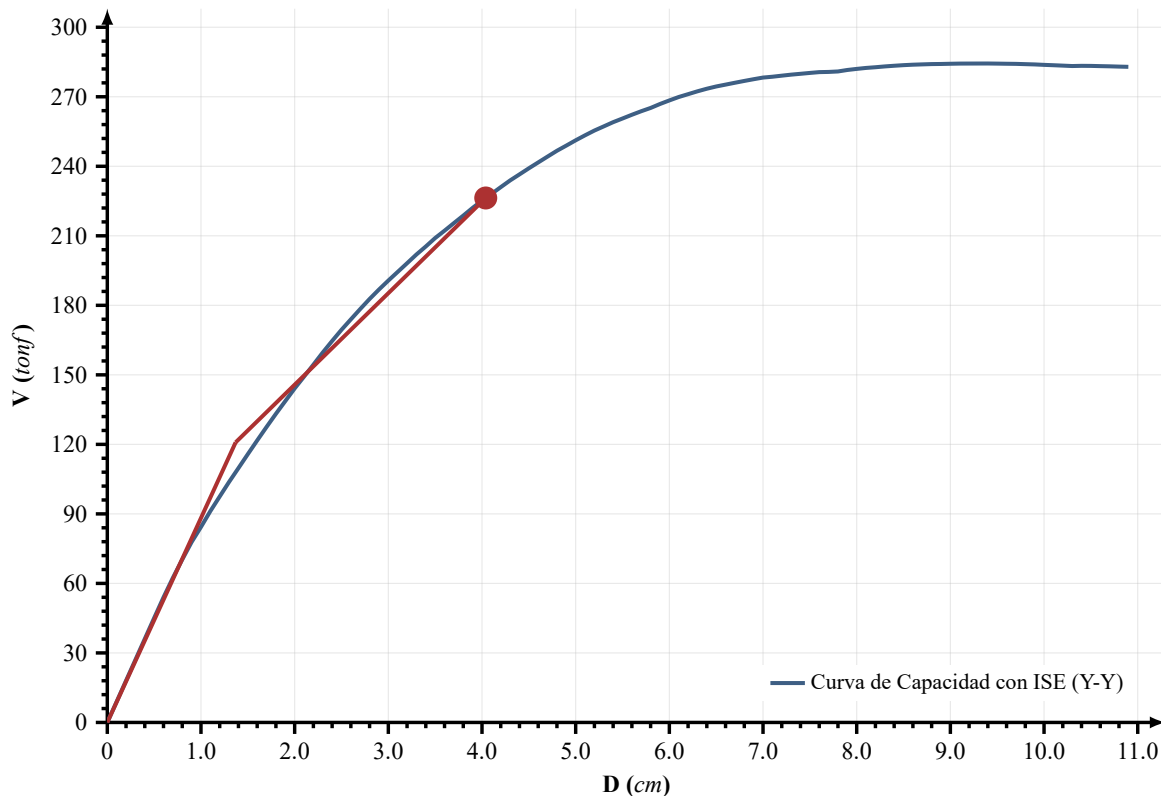


Figura A.12 Punto de desempeño en la dirección Y-Y con incorporación ISE para un sismo muy raro

Fuente: Elaboración propia

Anexo B

Panel fotográfico



Figura B.13 Fachada de la infraestructura de Ingeniería de Minas



Figura B.14 Laboratorio de Geotecnia - Primer Piso



Figura B.15 Sala de dibujo - Segundo Piso



Figura B.16 Junta sísmica que separa la escalera del modulo 01



Figura B.17 Junta sísmica que separa el modulo 01-B del modulo 01-C



Figura B.18 Junta sísmica que continua en el techo

Anexo C

Información del expediente técnico

En este anexo se presenta el estudio de mecánica de suelos, del cual se obtuvieron los valores necesarios para la aplicación de la interacción suelo-estructura (ISE). Además, se incluyen los planos estructurales del módulo 01 del proyecto.

Estudio de mecánica de suelos (EMS)

Debido a la extensión de este estudio, se presentan únicamente las secciones más relevantes que contribuyeron al cumplimiento de los objetivos de la tesis. Estos datos fueron extraídos del expediente técnico.

Planos Estructurales

Se presentan los planos estructurales del modulo 01 el cual fue analizado en esta tesis para evaluar su desempeño.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

2 GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 GEOLOGÍA

El lugar de emplazamiento de las obras de la **Ampliación y Mejoramiento del Servicio Educativo de la E.F.P. de Ingeniería de Minas de la UNSCH - Ayacucho**, se localiza sobre depósitos de La Formación Ayacucho y se ha reconocido dos unidades como producto de dos fases volcánicas, una explosiva y otra efusiva.

A continuación se describe la unidad de la Formación Ayacucho con la categoría de miembro, así tenemos:

- **Miembro inferior (Nm-ay1)**

Este miembro está constituido por una secuencia de tobas lapilíticas (ignimbritas) en alternancia con horizontes de tobas y sedimentos lagunares como limoarcillitas y diatomitas. Corresponde a una fase de volcanismo explosivo muy intenso durante ese tiempo en todos los Andes Occidentales.

Los afloramientos presentan una morfología suave aborregada y una coloración característica clara a media amarillenta, a lo largo de los cortes formados por los ríos: Chacco, Yucaes, Huatata y diversas quebradas donde se puede ver la secuencia claramente, la misma que está constituida litológicamente en la parte inferior por tobas masivas, las que ocupan gran parte de la cuenca, relleno del paleo-relieve de la Formación Huanta.

Esta toba basal de más de 50 m. de grosor, presenta abundantes clastos líticos (andesita, granito) y pómez, y se encuentra intercalado con conglomerados volcánicos marrones, verdosos y sedimentos lagunares como limoarcillitas verdosas y limolitas levemente rosadas intercaladas con horizontes lenticulares calcáreas. Son notables los cambios de facies, tanto lateral como verticalmente; sobre todo en las secuencias sedimentarias lagunares.

Encima descansa un paquete de más de 20 metros de toba masiva blanquecina algo rosada, la que en comparación con las tobas inferiores tiene relativamente pocos clastos líticos y abundancia de lapilli de pómez y fenocristales de plagioclasa, biotita y cuarzo.

Está seguida por una serie de tobas más delgadas, areniscas, arcillas tufáceas blanquecinas a marrón claro y finalmente, diatomitas de decenas de metros de grosor.

La secuencia ha sufrido plegamiento leve, resultando un sistema de sinclinales y anticlinales cuyos ejes tienen un rumbo predominantemente NO-SE


Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
 M. Sc. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.



2.2 GEODINÁMICA

En el área del proyecto y sobre el cual han de actuar las cargas estructurales; no están sujetas a ningún tipo de inestabilidad de sus laderas.

Durante los trabajos de campo efectuados no se han detectado fenómenos de geodinámica externa reciente, como levantamientos y/o hundimientos, ni desplazamientos de la formación sedimentaria existente en la zona.

2.3 SISMICIDAD

De acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente (NTE E.030) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades observadas en el Perú, presentado por Alva Hurtado (1984), el cual se basó en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de media sismicidad (Zona 2), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades de V a VI en la escala de Mercalli Modificada. (Ver Mapa de zonificación sísmica del Perú y Lamina 2 Mapa de intensidades sísmicas máximas).

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, a la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 y al predominio del suelo intermedio bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los Diseños Sismorresistente, los siguientes parámetros del perfil tipo S₂:

✓ Factor de zonificación sísmica	: Z = 0.30
✓ Factor de tipo de suelo	: S = 1.20
✓ Periodo predominante del suelo	: T _p = 0.60 s
✓ Categoría de edificación A	: U = 1.50



J. Estrada Cárdenas
Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
 M. Sc. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.

8 ANALISIS DE LA CIMENTACION

8.1 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN

8.1.1 ZAPATAS AISLADAS CUADRADA. RECTANGULAR Y/O CIRCULAR;

Las zapatas aisladas ya sean cuadradas, rectangulares y/o circulares serán de concreto armado con el peralte diseñado y de resistencia mínima de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con una profundidad de implante $D_f = 2.00$ metros como mínimo.

8.1.2 CIMIENTOS CORRIDO;

Los cimientos corridos, serán de concreto ciclópeo y sobre cimiento para los muros portantes y tabiquería hasta una profundidad mínima de implante $D_f = 1.20$ metros.

En caso sea necesario cimientos corridos para los muros de corte serán de concreto armado y de peralte diseñado a profundidad mínima de implante de $D_f = 2.00$ metros.

8.2 TIPO DE CIMENTACIÓN



8.2.1 ZAPATAS AISLADAS CUADRADA, RECTANGULAR Y/O CIRCULAR;

De concreto armado y armaduras en doble sentido y doble parrilla.

8.2.2 CIMIENTOS CORRIDOS;

De concreto ciclópeo para muros portantes y tabiquería de albañilería

De concreto armado para muros de corte, si es necesario.


Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
 M. Sc. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.

8.3 CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

8.3.1 ZAPATAS CUADRADA, RECTANGULAR Y/O CIRCULAR;

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971). Se han considerado una cimentación de sección cuadrada de dimensión mínima de $B = 2.00$ m, cimentación de sección circular de $R = 2.00$ m y una cimentación de sección rectangular de 1.70×2.40 m.

La carga última de diseño en las columnas se estima en $Q = 110$ TN.

El Ensayo de Corte Directo se realizó en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Ing° José Ernesto Estrada Cárdenas, efectuado en una muestra remoldeada a la densidad natural del conglomerado volcánico medio compactas y clasificada en el SUCS como (SM), extraída en la Calicata Ca-01 a una profundidad de 2.50 m., se obtuvo los siguientes parámetros:

Cohesión : $C = 0.0 \text{ kg/cm}^2$

Angulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Peso específico del suelo: $\gamma = 1.60 \text{ T/M}^3$

Trabajaremos con la siguiente expresión:



$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

donde:

- q_u : Capacidad última de carga en kg/cm^2 .
- c : Cohesión en kg/cm^2 .
- q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.
- γ : Peso Específico del suelo.
- B, R : Ancho de la cimentación en m.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores por inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga.

Reemplazando valores (ver anexos para cada caso.) se obtiene:

$$q_u = 9.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 3.01 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{para un FS} = 3)$$


Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
 M. Sc. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.

8.3.2 CIMIENTOS CORRIDO;

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971). Se ha considerado una cimentación de sección rectangular de dimensión mínima de $B = 0.40 \text{ m}$ y $L = 6.00 \text{ m}$

El Ensayo de Corte Directo se realizó en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIMGC-UNSH, efectuado en una muestra remoldeada a la densidad natural de las "limolitas" medio compactas, y se clasifican en el SUCS como una (SM), extraída de la Calicata C-01 a una profundidad de 1.20 m, se obtuvo los siguientes parámetros:

Cohesión : $C = 0.0 \text{ kg/cm}^2$

Angulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Peso específico del suelo: $\gamma = 1.60 \text{ T/M}^3$

Trabajaremos con la siguiente expresión:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

donde:

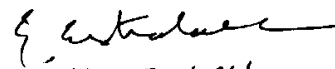
- q_u : Capacidad última de carga en kg/cm^2 .
- c : Cohesión en kg/cm^2 .
- q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.
- γ : Peso Específico del suelo.
- B, L : Ancho de la cimentación en m.
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma.
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de profundidad.
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores por inclinación de la carga.
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga.

Reemplazando valores se obtiene:

$$q_u = 3.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{para un FS} = 3)$$




Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas
 M. Sc. INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.

8.4 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

8.4.1 ZAPATAS CUADRADA, RECTANGULAR Y/O CIRCULAR;

El asentamiento elástico inicial será:

$$S_e(mm) = \frac{[q_o B(1-\nu^2)]}{E_s} I_f$$

– Un módulo de elasticidad de $E = 8000 \text{ Tn/m}^2$

Un coeficiente de Poisson de $\nu = 0.19$

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_e(\text{cm}) = 1.57$$

Por lo tanto el asentamiento máximo en esta zona será de 1.57 cm inferior a lo permisible (2.54 cm). Entonces no se presentarán problemas por asentamientos.

8.4.2 CIMIENTOS CORRIDOS;

El asentamiento elástico inicial será:

$$S_e(mm) = \frac{[q_o B(1-\nu^2)]}{E_s} I_f$$

– Un módulo de elasticidad de $E = 8000 \text{ Tn/m}^2$

Un coeficiente de Poisson de $\nu = 0.15$

Reemplazando valores se obtiene:

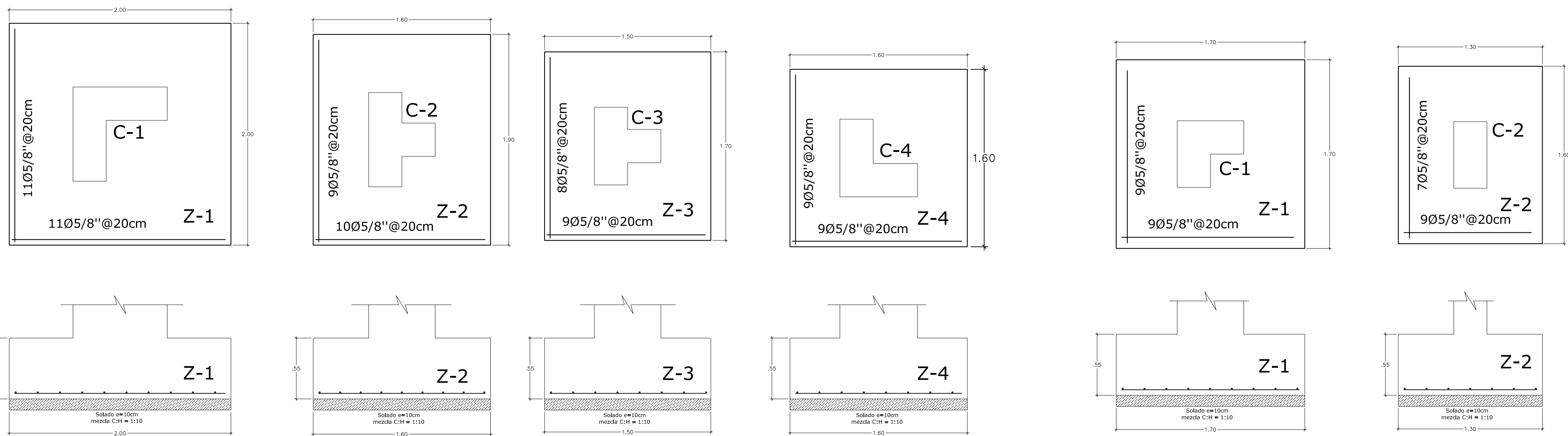
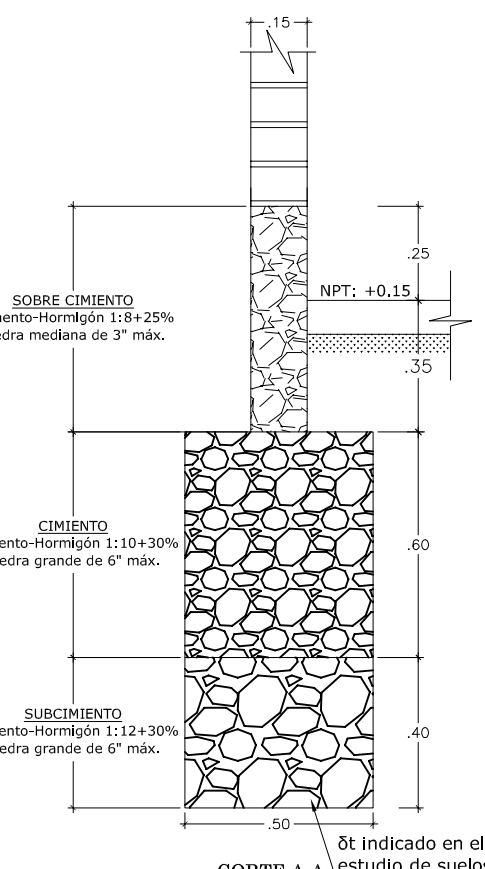
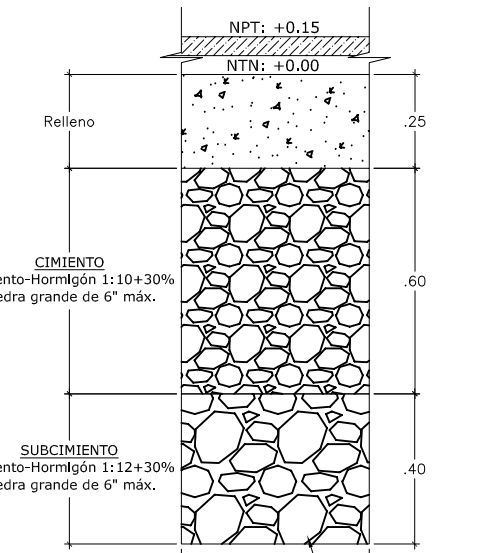
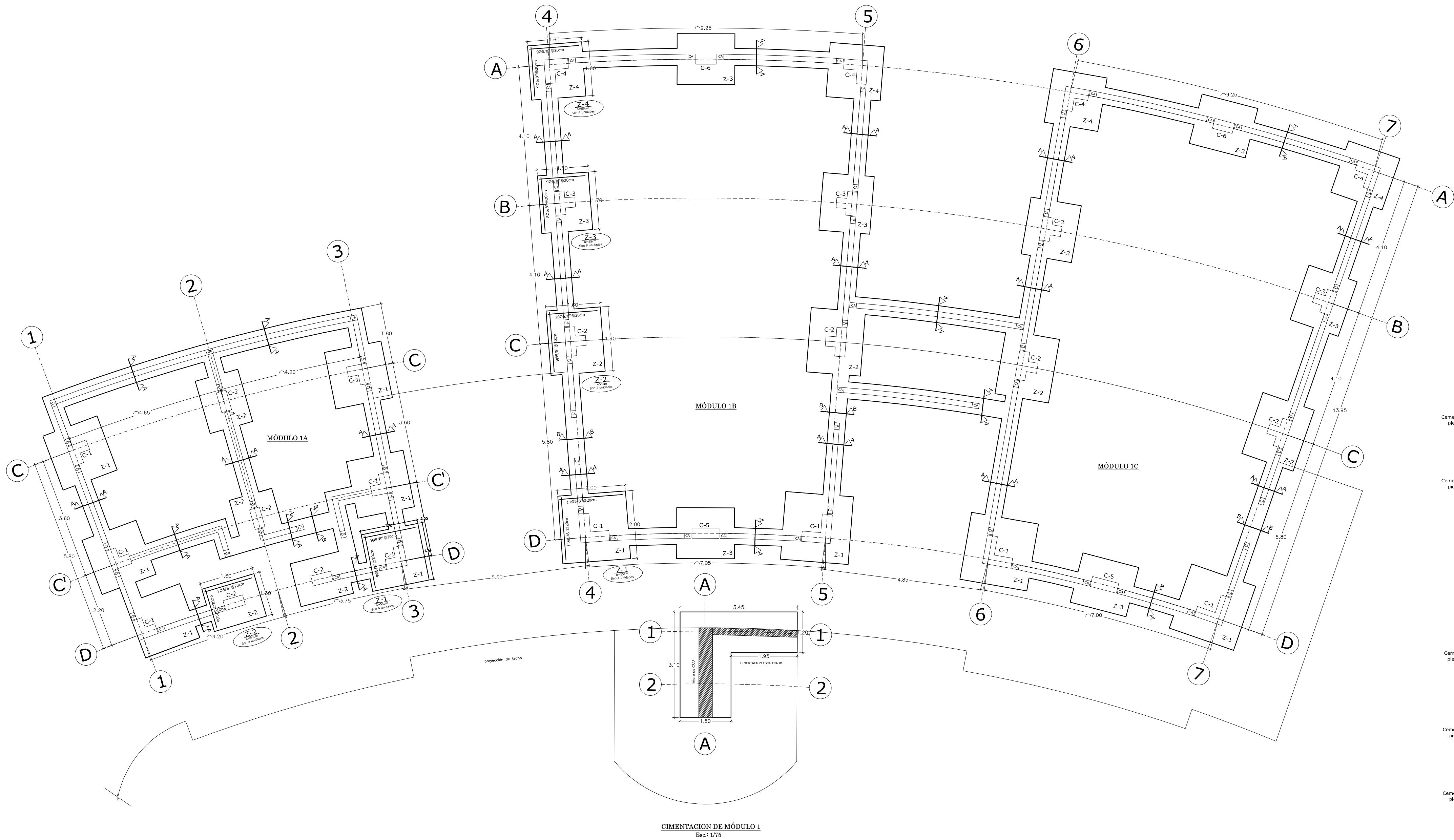
$$S_e(\text{cm}) = 0.15$$

Por lo tanto el asentamiento máximo en esta zona será de 0.15 cm inferior a lo permisible (2.54 cm). Entonces no se presentarán problemas por asentamientos.



Ingeniero
Ingeniero Ernesto Estrada Cárdenas
 INGENIERÍA GEOTÉCNICA
 Reg. Coleg. de Ingenieros N° 33072.

PLANOS ESTRUCTURAS

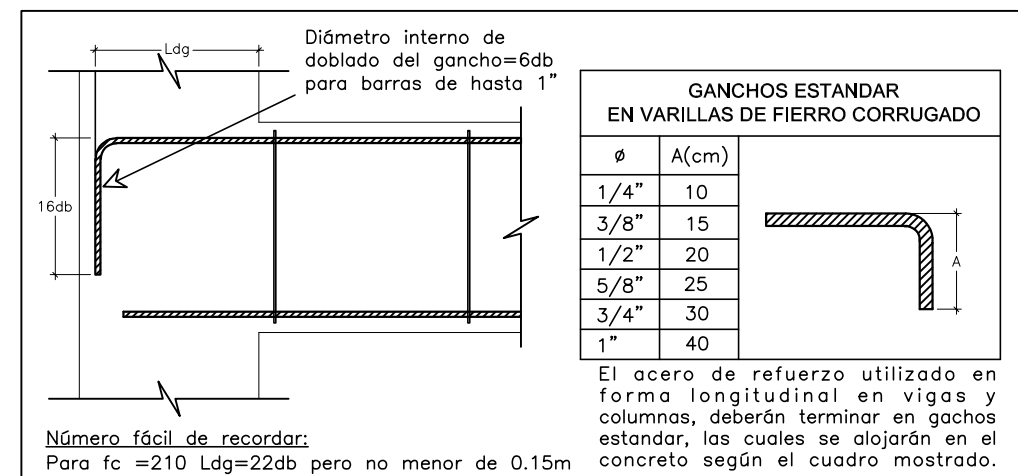


ZAPATA DE MÓDULO 1 (2 AULAS)
Esc.: 1/25

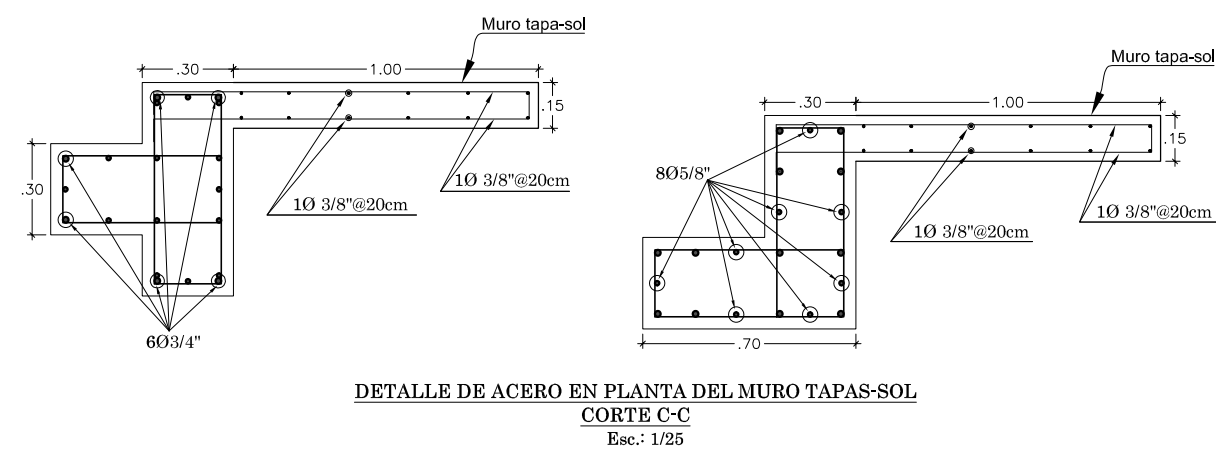
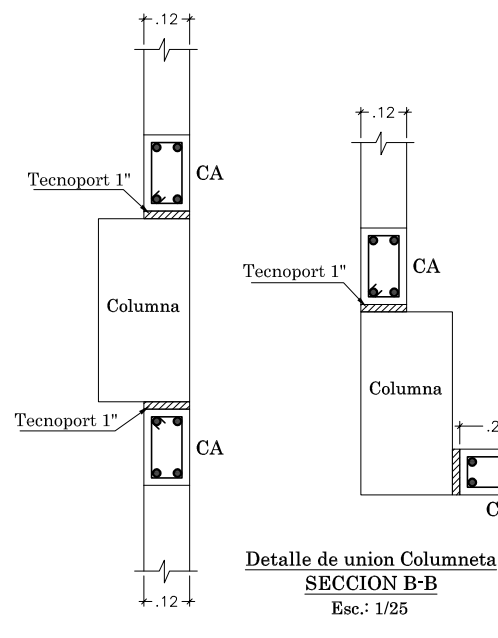
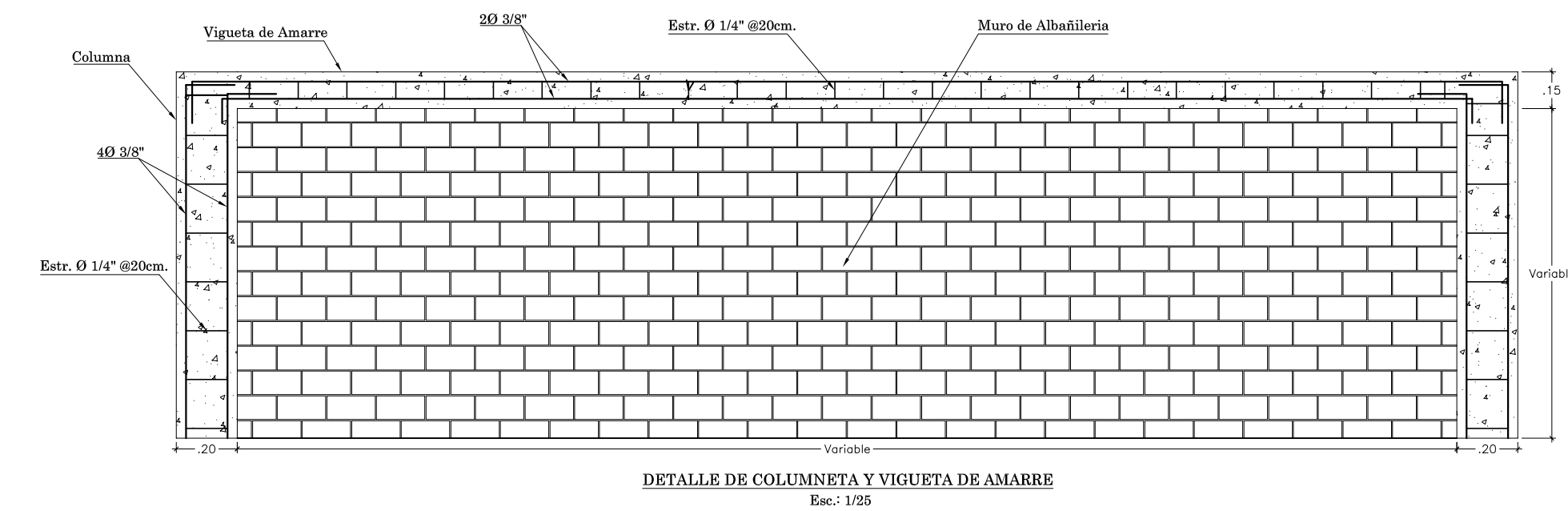
ZAPATA DE SS.HH.
Esc.: 1/25

ESPECIFICACIONES - 01	
1. SOLADOS	Mezcla Cemento-hormigón 1:12, e=3"
2. ZAPATAS	Concreto zapatas f'c=210 kg/cm2 Acero fy=4200 kg/cm2 Recubrimiento en zapatas: 7.0 cm
3. CIMENTACIÓN	Subcimiento : C-H: 1-12+30%PG, #6" Cimiento corrido : C-H: 1-10+30%PG, #6" Sobre cimiento : C-H: 1-8+25%PM, #3"
4. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL SUELO	dt: 3.01 Kg/cm2 (verificar la capacidad portante in situ) yt: 1500 Kg/m3

PARÁMETROS SISMORESISTENTES	
1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTES	Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
2. PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO	
- Factor de zona (zona 2)	Z = 0.3 g
- Factor de suelo (Tipo S ₂)	S = 1.2 Ts = 0.6 seg.
- Factor de uso (Categoría C)	U = 1.50
- Factor de reducción	R = 8 dirección X-X R = 8 dirección Y-Y

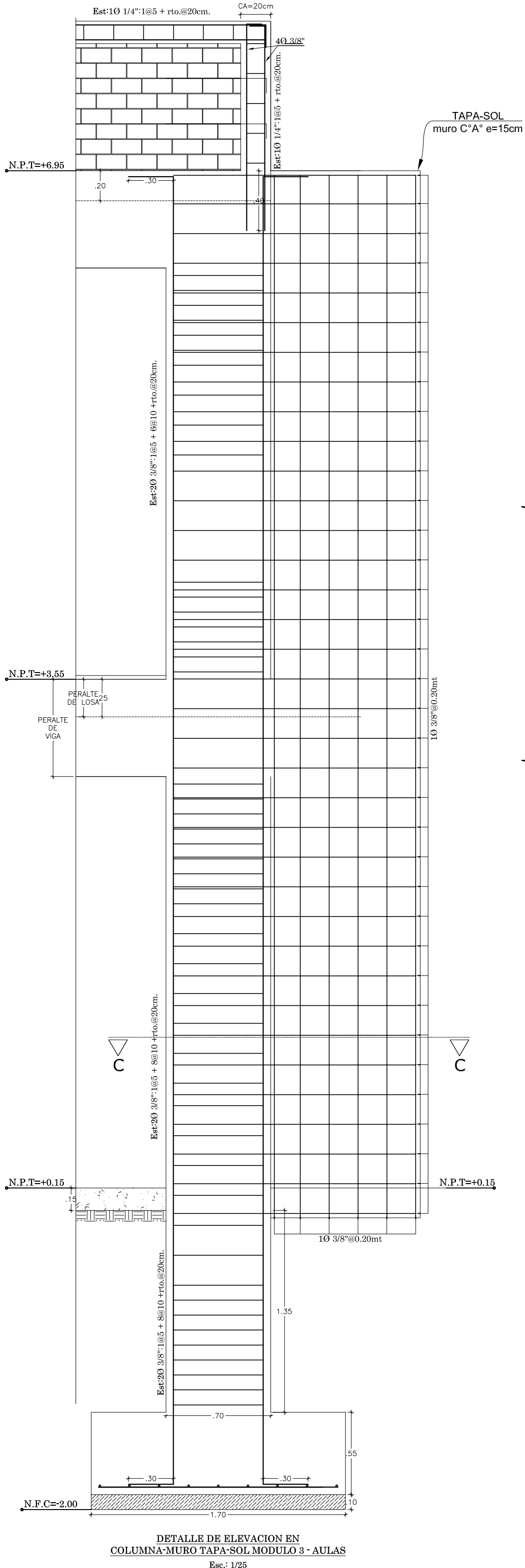
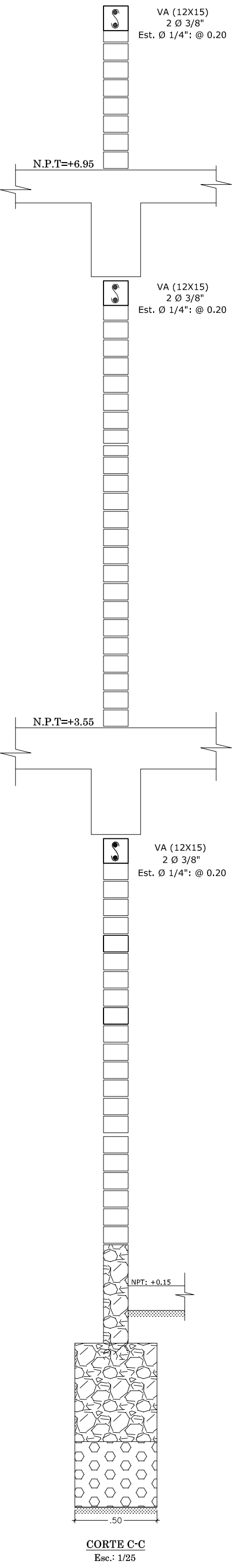
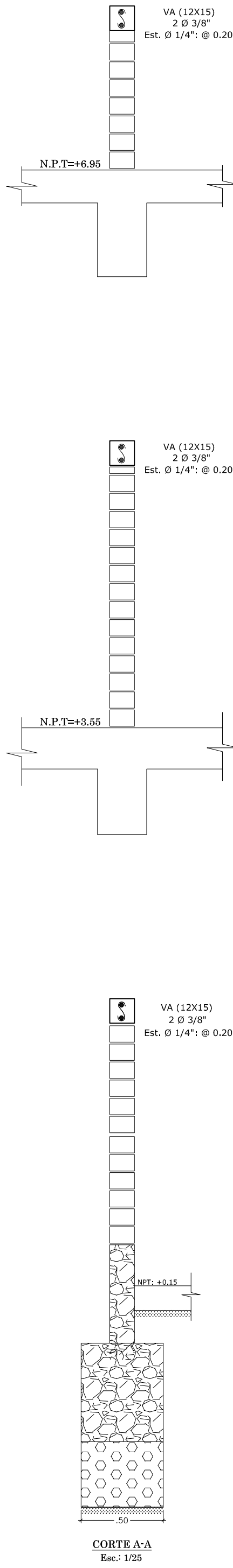
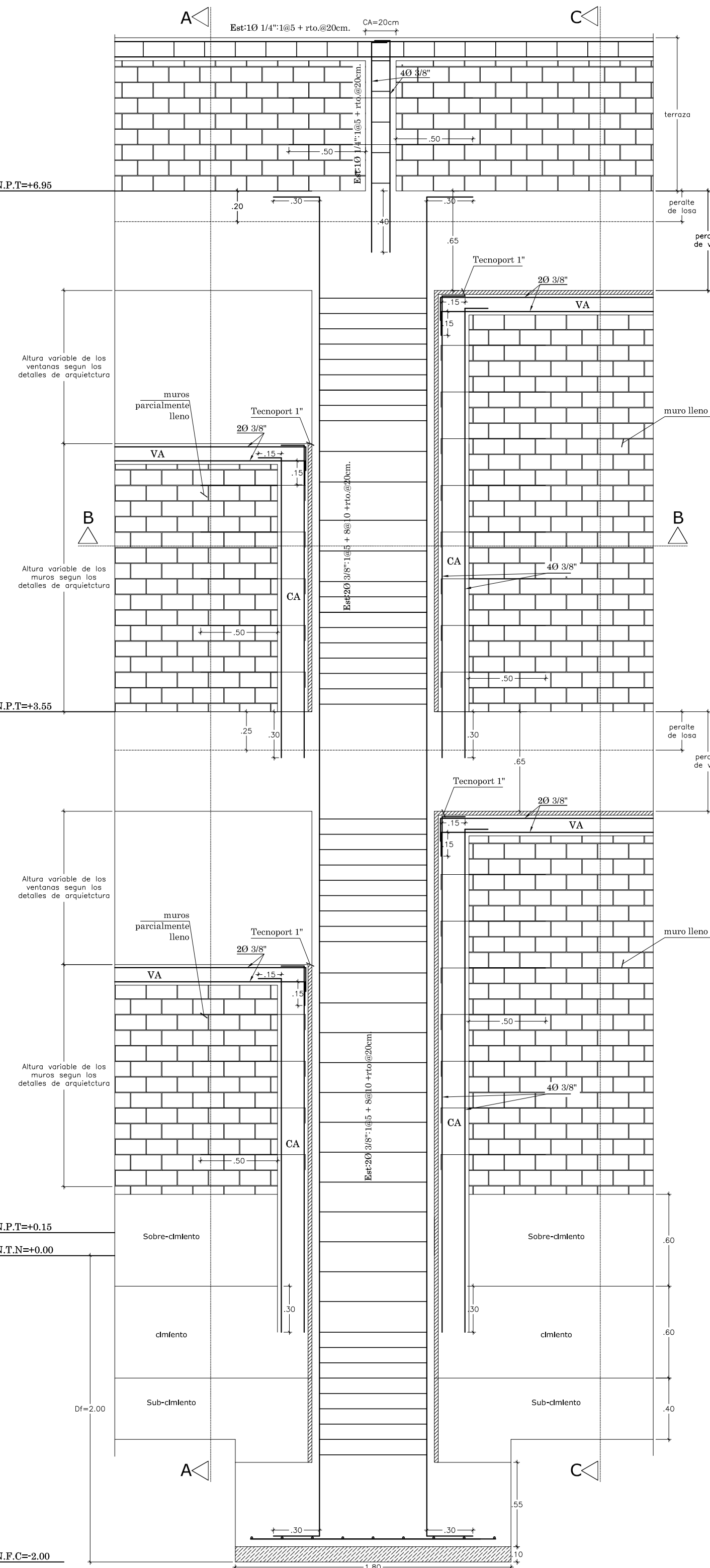


REVISIONES		
Nº	FECHA	DESCRIPCIÓN



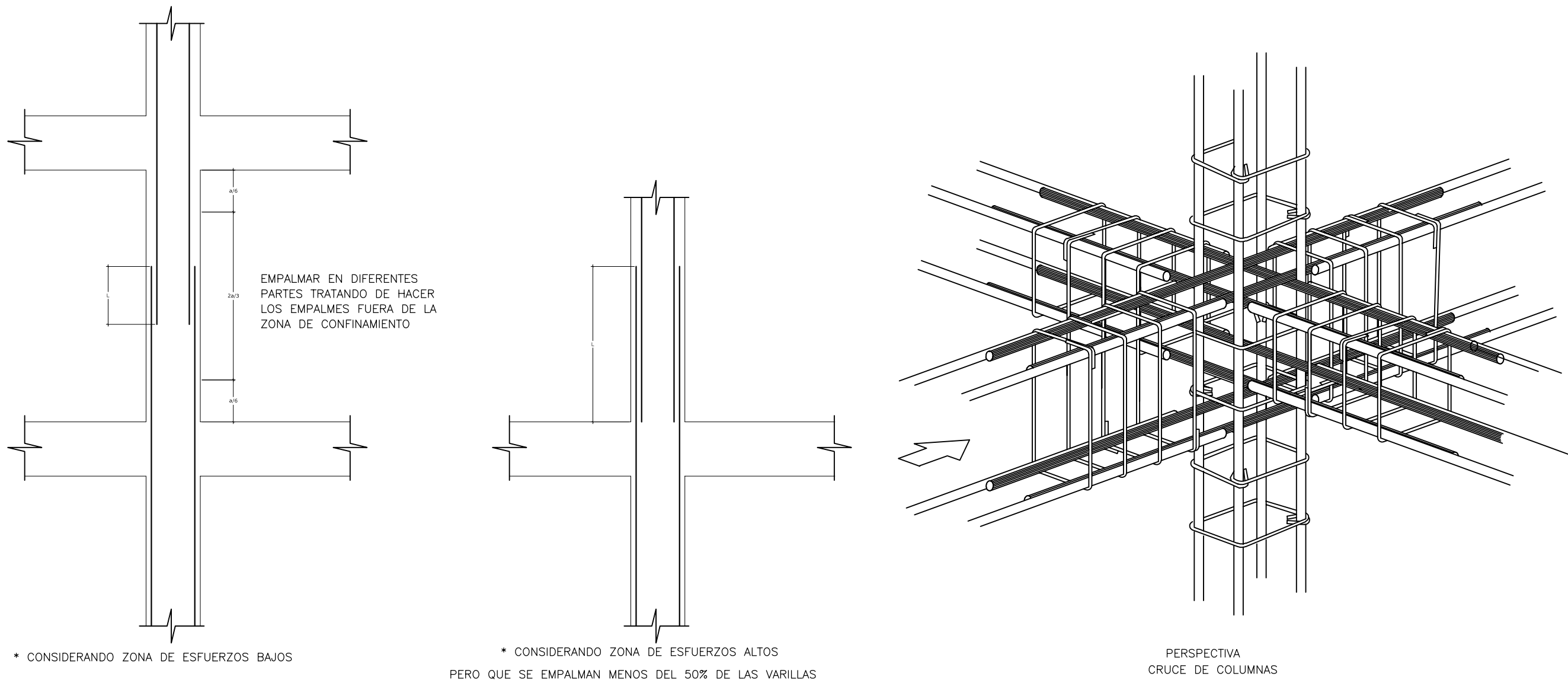
COLUMNETAS	VIGÜETAS
CA	VA
CA (12x20) 4 Ø 3/8" Estr. Ø 1/4" @20cm.	VA (12x15) 2 Ø 3/8" Estr. Ø 1/4" @20cm.

SECCIONES DE COLUMNETAS Y VIGÜETAS
Esc.: 1/25



COLUMNAS	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
1er. Piso						
2do. Piso						

SECCIONES DE COLUMNAS
Esc.: 1/25



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES
1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
2. PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO - Factor de zona (zona 2) Z = 0.3 g - Factor de suelo (Tipo S ₂) S = 1.2 Ts = 0.6 seg. - Factor de uso (Categoría C) U = 1.50 - Factor de reducción R = 8 dirección X-X R = 8 dirección Y-Y

ESPECIFICACIONES - 02

COLUMNA, VIGAS Y LOSAS:
MATERIALES Concreto: f'c=210 kg/cm2 Acero: f'y= 4,200 kg/cm2
RECUBRIMIENTO Vigas y columnas: 4.0 cm Losas, muros y vigüetas: 2.50 cm ALBAÑILERIA: Kin Kong industrial tipo IV f'm=65 kg/cm2

Longitud mínima de anclaje (m)

ELEMENTOS EN COMPRESION		
N° var (1/8")	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2
3/8"	22	19
1/2"	29	26
5/8"	37	32
3/4"	44	38
1"	59	51

LONGITUD DE EMPALME MIN(cm)

ELEMENTOS EN COMPRESION		
N° var	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2
3/8"	29.00	25.00
1/2"	38.00	34.00
5/8"	48.00	42.00
3/4"	57.00	49.00
1"	77.00	66.00

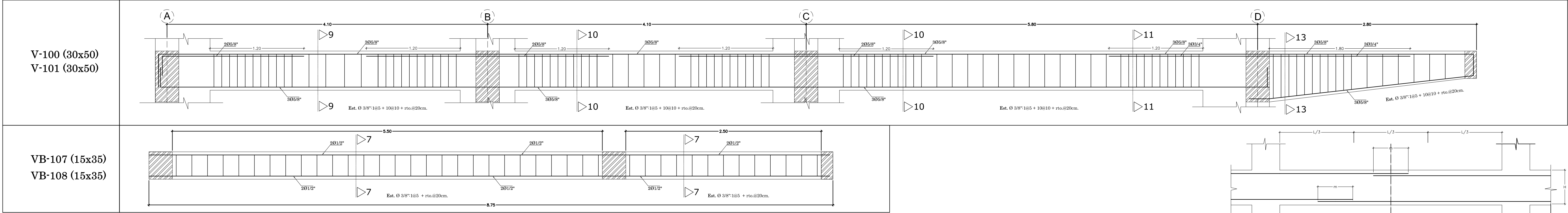
Especificaciones sobre tabiques

- ** El espesor de los tabiques varía de acuerdo a los detalles de arquitectura.
- ** La junta de dilatación sísmica tiene espesor 1", dicha junta será rellena con teknoport.
- ** La base de la columna y vigas de arrioste en ningún caso será mayor que el espesor de muro.
- ** El refuerzo de las columnas de arrioste se anclarán como mínimo L=25cm de los cimientos corridos y/o vigas principales.
- ** La conexión entre tabiques de albañilería y columnas de arrioste será alambre N° 8 en cama de mortero cada 3 hiladas.

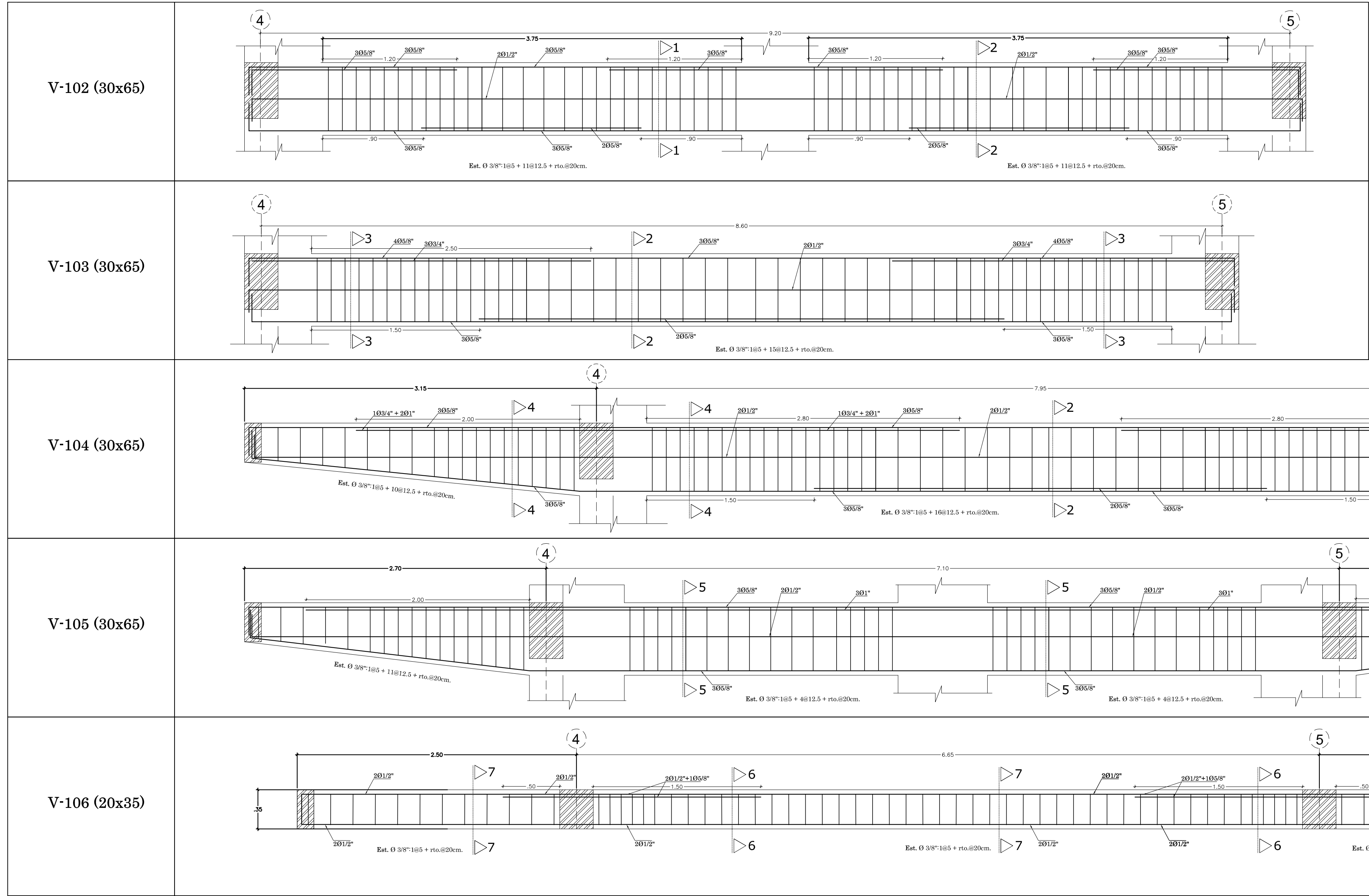
REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION

PROYECTO :
"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACION UNIVERSITARIA EN LA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE ING. MINAS, DE LA UNIVERSIDAD SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA"

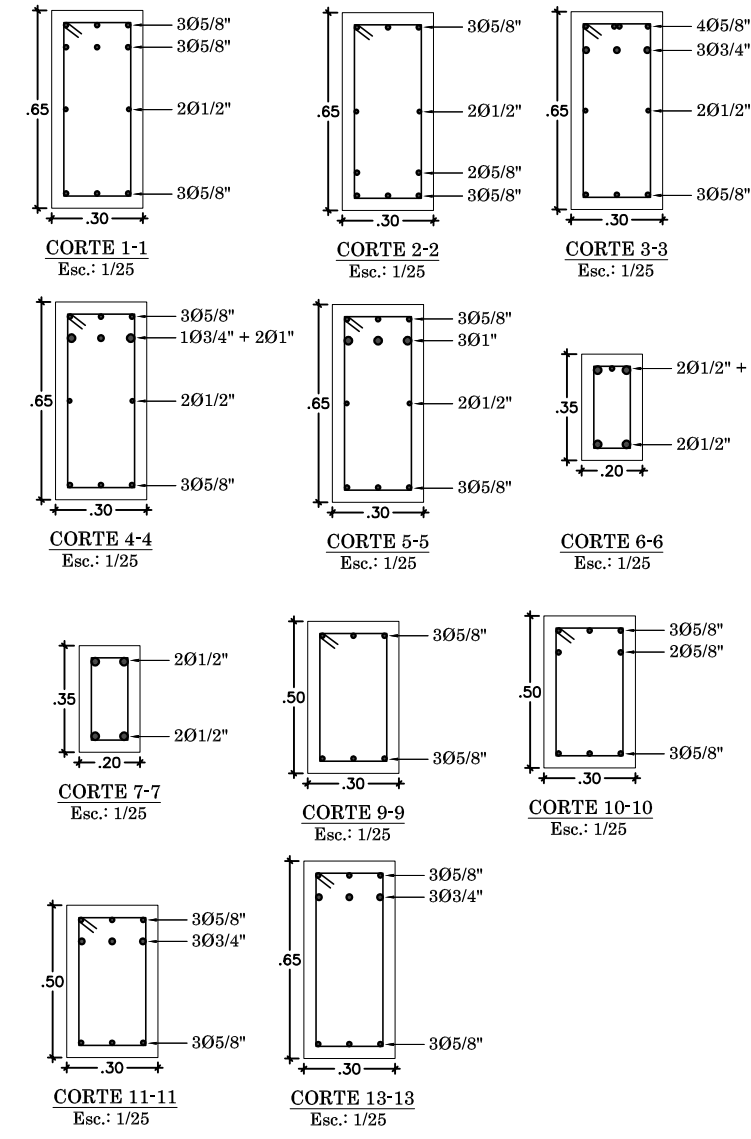
Estructura: MODULO 1B
ARMADURA EN COLUMNAS



ARMADURA EN VIGAS TRANSVERSALES 1er. PISO - MODULO 1B
Esc.: 1/25



SECCIONES EN VIGAS - MODULO 1B



ELEMENTOS EN COMPRESION		ELEMENTOS EN TRACCION	
		$f'_c=210$ Kg/cm ²	$f'_c=280$ Kg/cm ²
N°	var		
3/8"	29.00	25.00	55.00
1/2"	38.00	34.00	73.00
5/8"	48.00	42.00	91.00
3/4"	57.00	49.00	109.00
1"	77.00	66.00	182.00

LONGITUDES DE ANCLAJE EN TRACCIÓN-BARRAS INFERIORES
NORMA E-060

TABLA A		f'_c (kg/cm ²)	
		210	280
Barra	db(cm)	Ab(cm ²)	Ld(cm)
8mm	0.80	0.50	28
3/8"	0.95	0.71	34
1/2"	1.27	1.29	45
5/8"	1.59	2.00	56
3/4"	1.91	2.84	67
7/8"	2.22	3.87	98
1"	2.54	5.10	112
1 3/8"	3.58	10.06	157

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR - NORMA PERUANA E-060 2009

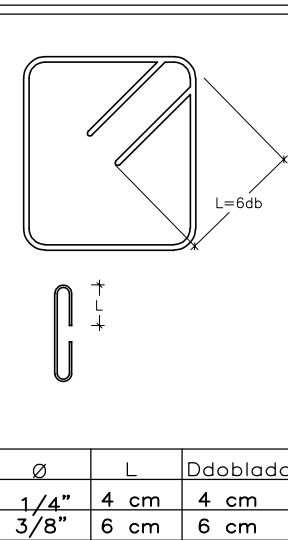
Barra	db(cm)	Ab(cm ²)	f'_c (kg/cm ²)			
			210	280	350	420
8mm	0.80	0.50	18	15	14	12
3/8"	0.95	0.71	21	18	16	15
1/2"	1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"	1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"	1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"	2.22	3.87	49	42	38	34
1"	2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61	56

LONGITUDES DE ANCLAJE EN TRACCIÓN-BARRAS SUPERIORES
NORMA E-060

TABLA B		f'_c (kg/cm ²)	
		210	280
Barra	Db(cm)	Ab(cm ²)	Ld(cm)
8mm	0.80	0.50	37
3/8"	0.95	0.71	44
1/2"	1.27	1.29	58
5/8"	1.59	2.00	73
3/4"	1.91	2.84	88
7/8"	2.22	3.87	127
1"	2.54	5.10	145
1 3/8"	3.58	10.06	204

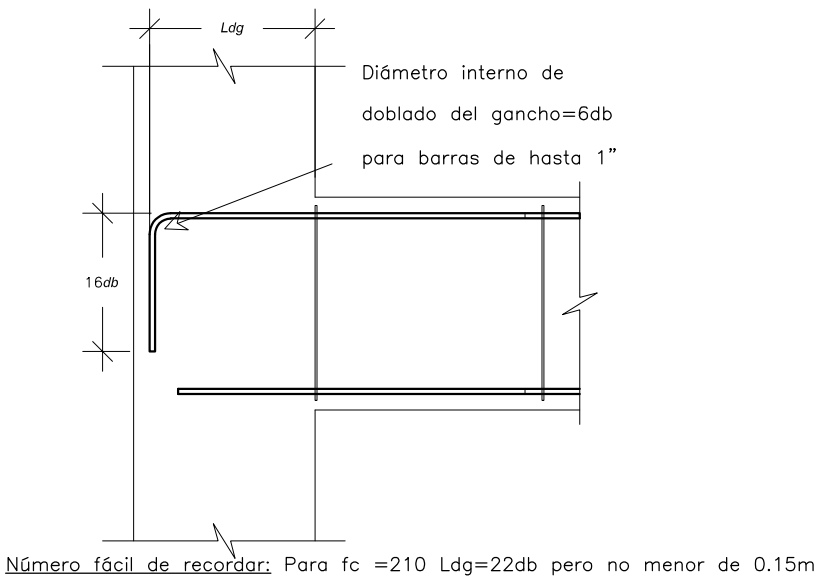
PARAMETROS SISMORESISTENTES	
1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE	Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
2. PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO	- Factor de zona (zona 2) Z = 0.3 g - Factor de suelo (Tipo S ₂) S = 1.2 Ts = 0.6 seg. - Factor de uso (Categoría C) U = 1.50 - Factor de reducción R = 8 dirección X-X R = 8 dirección Y-Y

ESTRIBOS: DOBLEZ 135°



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

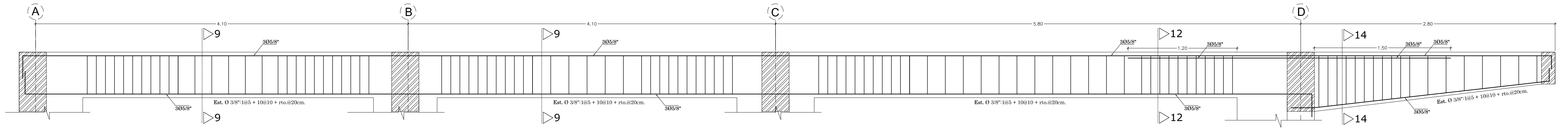
ESPECIFICACIONES - 02	
COLUMNA, VIGAS Y LOSAS:	
MATERIALES	
Concreto: $f'_c=210$ kg/cm ²	
Acero: $f_y=4,200$ kg/cm ²	
RECUBRIMIENTO	
Vigas y columnas: 4.0 cm	
Losas, muros y viguetas: 2.50 cm	
ALBAÑILERIA: Kin Kong industrial tipo IV	
$f'_m=65$ kg/cm ²	



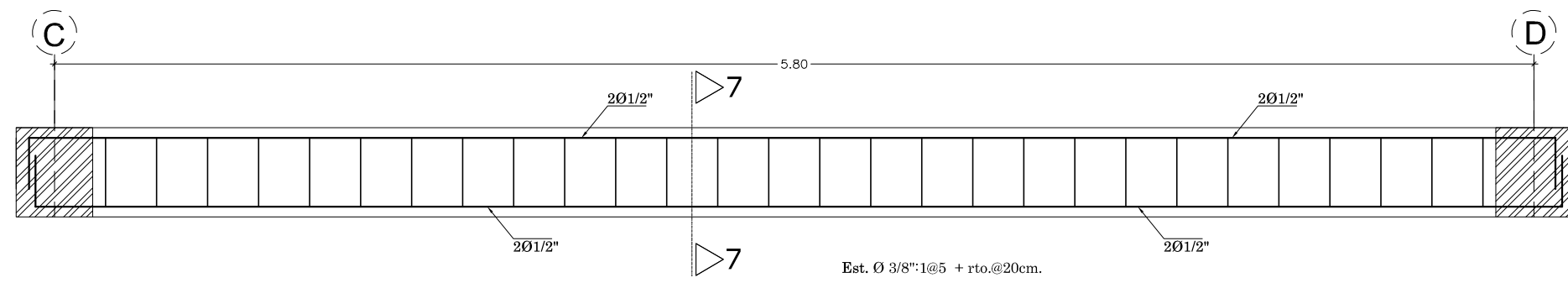
Número fácil de recordar: Para $f_c = 210$ Ldg=22db pero no menor de 0.15m

REVISIONES		
N°	FECHA	DESCRIPCION

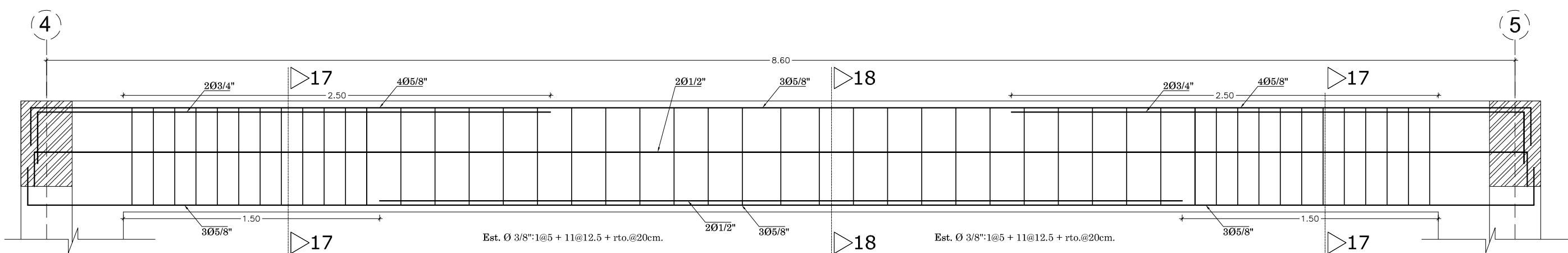
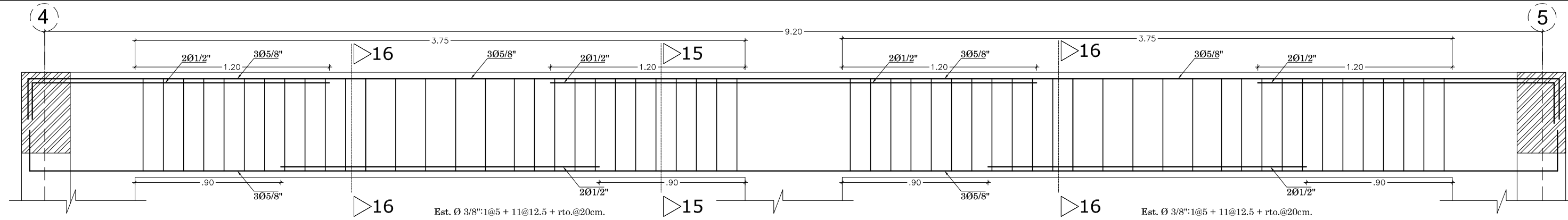
V-200 (30x50)
V-201 (30x50)



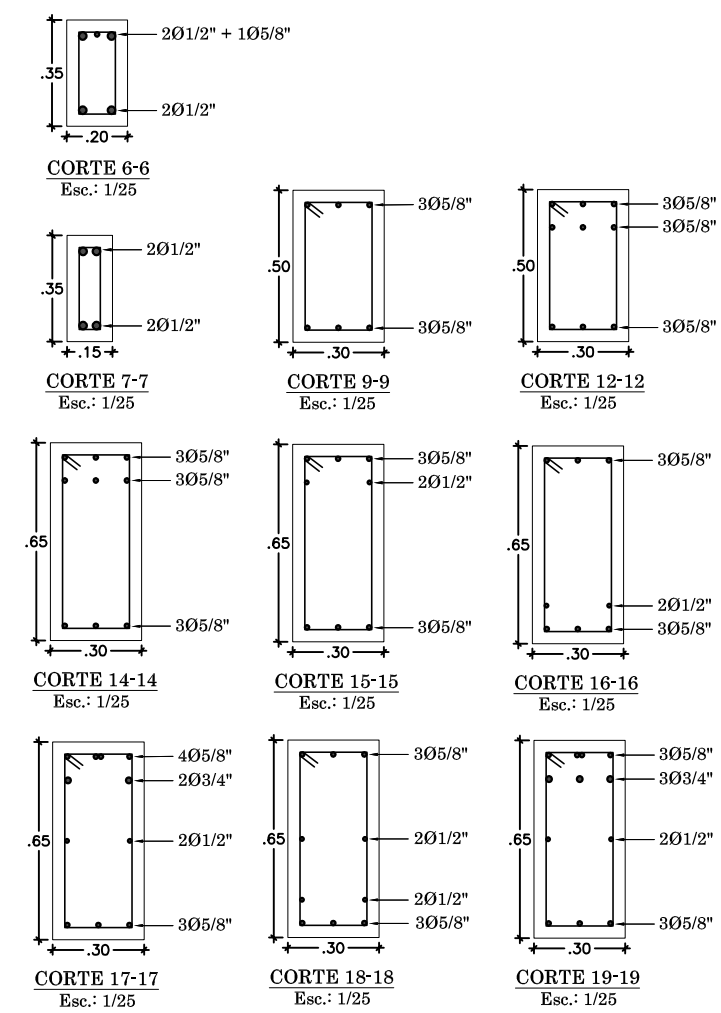
VB-207 (15x35)
VB-208 (15x35)



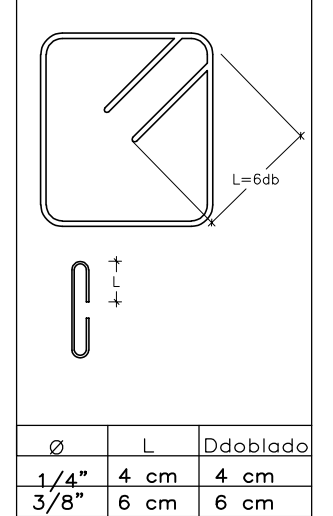
ARMADURA EN VIGAS TRANSVERSALES 2do. PISO - MODULO 1B
Esc.: 1/25



SECCIONES EN VIGAS - MODULO 1B



ESTRIBOS: DOBLEZ 135°



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

LONGITUDES DE ANCLAJE EN TRACCIÓN-BARRAS SUPERIORES
NORMA E-060

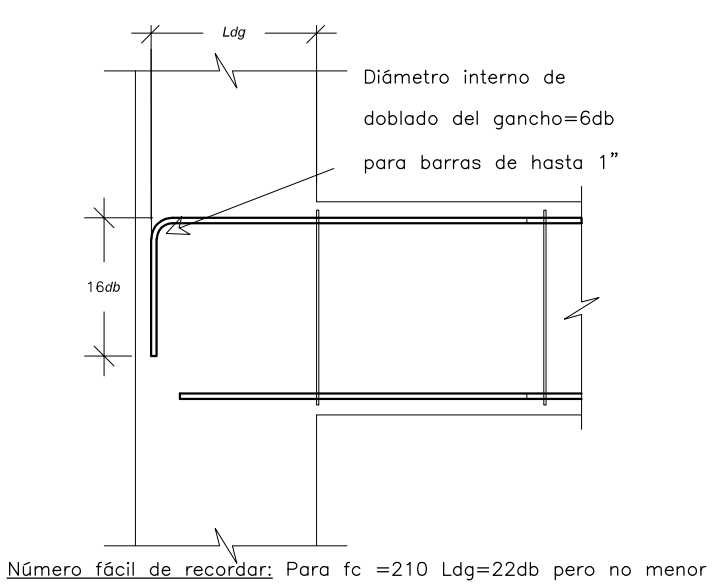
		f'c(kg/cm ²)	
TABLA B		210	280
Barra	Db(cm)	Ab(cm ²)	Ld(cm)
8mm	0.80	0.50	37
3/8"	0.95	0.71	44
1/2"	1.27	1.29	58
5/8"	1.59	2.00	73
3/4"	1.91	2.84	88
7/8"	2.22	3.87	127
1"	2.54	5.10	145
1 3/8"	3.58	10.06	204

LONGITUDES DE ANCLAJE EN TRACCIÓN-BARRAS INFERIORES
NORMA E-060

		f'c(kg/cm ²)	
TABLA A		210	280
Barra	db(cm)	Ab(cm ²)	Ld(cm)
8mm	0.80	0.50	28
3/8"	0.95	0.71	34
1/2"	1.27	1.29	45
5/8"	1.59	2.00	56
3/4"	1.91	2.84	67
7/8"	2.22	3.87	98
1"	2.54	5.10	112
1 3/8"	3.58	10.06	157

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR - NORMA PERUANA E-060 2009

		f'c(kg/cm ²)			
		210	280	350	420
Barra	db(cm)	Ab(cm ²)	Ldg(cm)	Ldg(cm)	Ldg(cm)
8mm	0.80	0.50	18	15	14
3/8"	0.95	0.71	21	18	16
1/2"	1.27	1.29	28	24	22
5/8"	1.59	2.00	35	30	27
3/4"	1.91	2.84	42	36	32
7/8"	2.22	3.87	49	42	38
1"	2.54	5.10	56	48	43
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61



LONGITUD DE EMPALME MIN(cm)

Nº var	ELEMENTOS EN COMPRESION		ELEMENTOS EN TRACCION	
	f'c=210 Kg/cm ²	f'c=280 Kg/cm ²	f'c=210 Kg/cm ²	f'c=280 Kg/cm ²
3/8"	29.00	25.00	55.00	47.00
1/2"	38.00	34.00	73.00	62.00
5/8"	48.00	42.00	91.00	78.00
3/4"	57.00	49.00	109.00	94.00
1"	77.00	66.00	182.00	155.00

ESPECIFICACIONES - 02

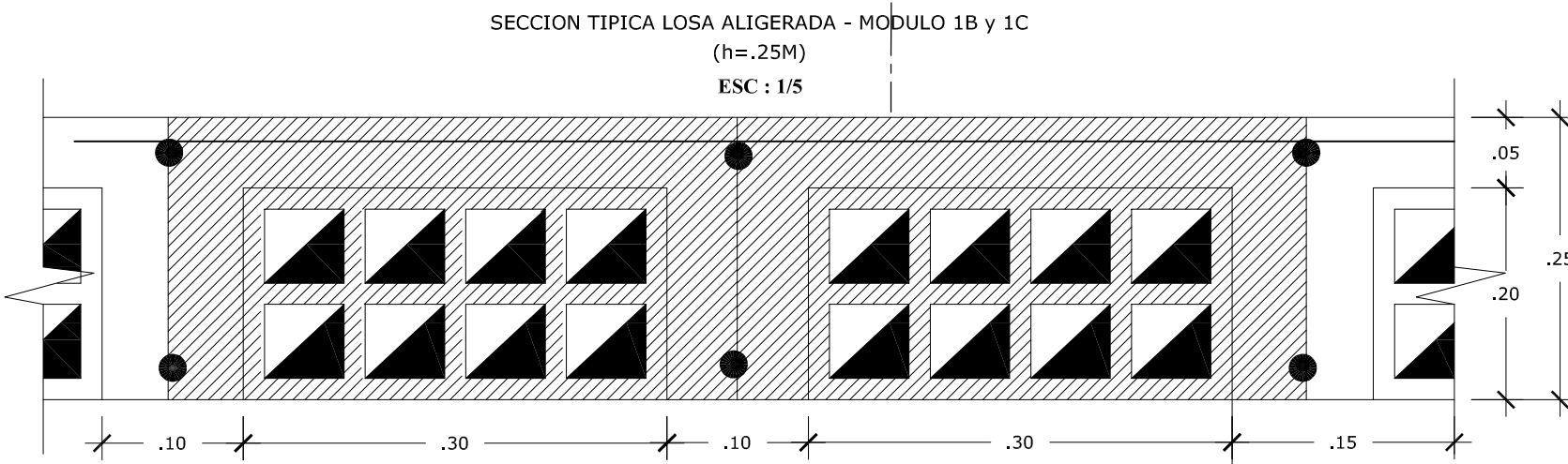
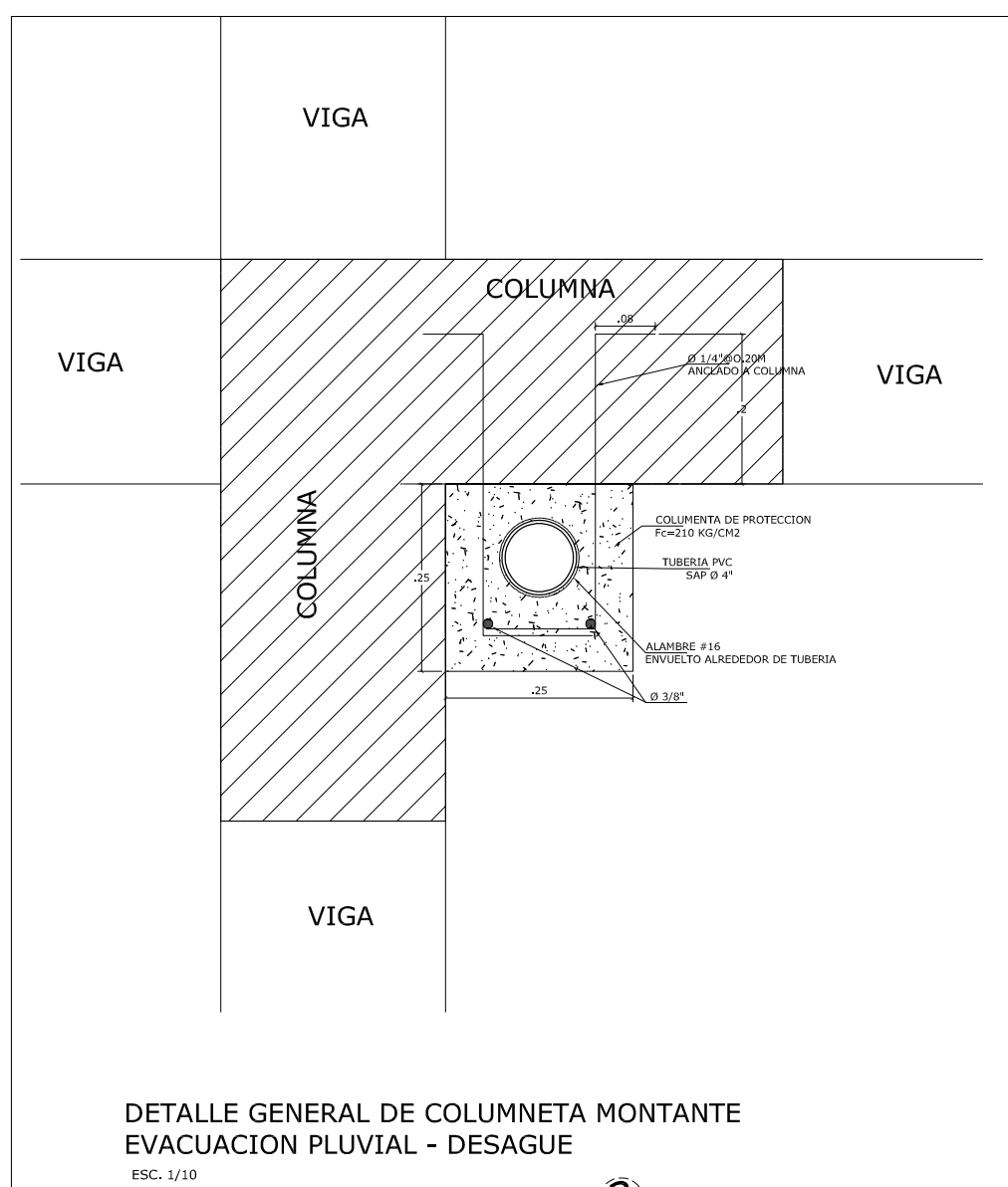
COLUMNA, VIGAS Y LOSAS:
MATERIALES
Concreto: f'c=210 kg/cm²
Acero: f'y= 4,200 kg/cm²

RECUBRIMIENTO
Vigas y columnas: 4.0 cm
Losas, muros y viguetas: 2.50 cm
ALBAÑILERIA: Kin Kong industrial tipo IV
f'm=65 kg/cm²

PARAMETROS SISMORESISTENTES

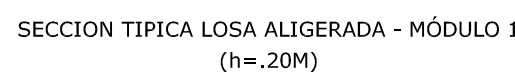
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE
Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
- PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO
 - Factor de zona (zona 2) Z = 0.3 g
 - Factor de suelo (Tipo S₂) S = 1.2 Ts = 0.6 seg.
 - Factor de uso (Categoría C) R = 8 dirección X-X
 - Factor de reducción R = 8 dirección Y-Y

Nº	FECHA	DESCRIPCION



PARAMETROS SISMORESISTENTES	
1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE	Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
2. PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO	
- Factor de zona (zona 2)	$Z = 0.3$
- Factor de suelo (Tipo S_g)	$S = 1.2$ $T_s = 0.6$ seg.
- Factor de uso (Categoría C)	$U = 1.50$
- Factor de reducción	$R = 8$ dirección X-X
	$R = 8$ dirección Y-Y

	Borro	ds(cm)	Ab(cm2)	F'(kg/cm2)			
				210	280	350	420
			Ldg(cm)	Ldg(cm)	Ldg(cm)	Ldg(cm)	
8mm		0.50	18	15	14	12	
3/8"		0.85	7.1	21	18	16	15
1/2"		1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"		1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"		1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"		2.22	3.87	49	42	38	34
1"		2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"		3.58	10.06	79	68	61	56

AR - NORMA PERUANA E-060 2002

PARAMETROS SISMORESISTENTES	
1.	SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE Pórticos de columnas y vigas de concreto armado.
2.	PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO - Factor de zona (zona 2) $Z = 0.3$ - Factor de suelo (Tipo S_2) $S = 1.2$ $T_s = 0.6$ seg. - Factor de uso (Categoría C) $U = 1.50$ - Factor de reducción $R = 8$ dirección X-X $R = 8$ dirección Y-Y

Número fácil de recordar: Para $f_0 = 210$ $L_0 = 22$ db pero no menor de 0,15m

PROYECTO :
"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACION
UNIVERSITARIA EN LA ESCUELA DE FORMACION
PROFESIONAL DE ING. MINAS,
DE LA UNIVERSIDAD SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA"

ESCALA:	INDICADA
FECHA:	ENERO 2015

E-01-04-02

Coordinador:	ING. FELIX A. HUAMAN MEJIA
Especialista:	ING. FELIX A. HUAMAN MEJIA
Revisión:	
Dibujo:	A.G.N.

Aprobación

REVISIONES		
Nº	FECHA	DESCRIPCIÓN

REVISIONES

DESCRIPCIÓN

**UNSCH**FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 080-2024-FIMGC****PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga de la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **Resolución Decanal N° 701-2024-FIMGC-D**, a los treinta y un días del mes de octubre de 2024, siendo las 10:00 a.m, reunidos en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, bajo la presidencia del MSc. Ing. Javier Francisco TAÍPE CARBAJAL y los miembros; MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CÁRDENAS, MSc. Ing. Rolando CISNEROS AYALA y MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN, actuando como secretario docente el MSc. Ing. Kelvis BERROCAL ARGUMEDO, para proceder a la sustentación de tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, del bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

Renzo Jair ARESTEGUI TACURI

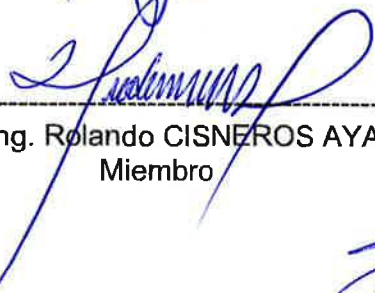
Quien presentó la tesis denominada:

Evaluación del desempeño sísmico considerando interacción suelo-estructura de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, UNSCH, 2023

Los señores miembros del jurado luego de expuesto la tesis y absueltas las preguntas, delibera y lo declaran:

APROBADO CON NOTA DIECISÉIS (16)

Siendo las 12:10 p.m. del día 31 de octubre de 2024, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad a lo actuado los miembros del jurado firmamos al pie del presente.


c. Ing. Javier Francisco TAÍPE CARBAJAL
Presidente
MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CÁRDENAS
Miembro
c. Ing. Rolando CISNEROS AYALA
Miembro
MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
Miembro
MSc. Ing. Kelvis BERROCAL ARGUMEDO
Secretario docente de la FIMGC

cc:
Archivo



UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL



"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho"

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 126-2024-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 476-2023-FIMGC-UNSCH-D**, deja constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : RENZO JAIR ARESTEGUI TACURI
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA DE LA INFRAESTRUCTURA DE
LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE
MINAS, UNSCH, 2023
Evaluación de la Originalidad : 22 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 2526398165

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 20 de noviembre del 2024



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Msc. Ing. Alex Sander IRCA NAUPA HUAMANI
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

Con depósito para Sustentación y Trámites
Cc. Archivo.

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
Av. Independencia S/N Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151

Evaluación del desempeño sísmico considerando interacción suelo-estructura de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, UNSCH, 2023

INFORME DE ORIGINALIDAD

22%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

10%

PUBLICACIONES

10%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	8%
2	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	2%
3	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	ribuni.uni.edu.ni Fuente de Internet	1%
5	vsip.info Fuente de Internet	1%
6	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	Submitted to CONACYT Trabajo del estudiante	<1%
8	repositorio.uap.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1%

10	repositorio.unu.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
11	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
12	repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1 %
15	Submitted to Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador Trabajo del estudiante	<1 %
16	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
18	repositorio.espe.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
19	repositorio.umsa.bo Fuente de Internet	<1 %
20	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
21	journal.espe.edu.ec Fuente de Internet	<1 %

22	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
23	www.dominiodelasciencias.com Fuente de Internet	<1 %
24	tesis.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	repositorio.utp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
27	repositorio.usil.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
28	dspace.ucuenca.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
29	Submitted to Universidad Nacional del Santa Trabajo del estudiante	<1 %
30	apptransparencia.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
31	bibdigital.epn.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
32	livrosdeamor.com.br Fuente de Internet	<1 %
33	masterieg.uc.cl Fuente de Internet	<1 %

[bibing.us.es](#)

34

Fuente de Internet

<1 %

35

repositorio.unamba.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

36

repositorio.upeu.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

37

repositorio.urp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

38

dspace.ugal.cl

Fuente de Internet

<1 %

39

dialnet.unirioja.es

Fuente de Internet

<1 %

40

repositorio.uns.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

41

www.dspace.espol.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

42

Submitted to Curtin University of
Technology

Trabajo del estudiante

<1 %

43

Submitted to Universidad Andina del Cusco

Trabajo del estudiante

<1 %

44

oyp.ucsc.cl

Fuente de Internet

<1 %

45

Submitted to Universidad Nacional del
Centro del Peru

Trabajo del estudiante

<1 %

Excluir citas Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía Activo