



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**“ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA
PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR (ES):

**MERCHAN CHANCAY DENILSON ROLANDO
GUILLÉN SUÁREZ JOSÉ DAVID**

TUTOR:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc

LA LIBERTAD, ECUADOR

2023

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA
ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN
SANTA ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

MERCHAN CHANCAY DENILSON ROLANDO

GUILLÉN SUÁREZ JOSÉ DAVID

TUTOR:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc.

LA LIBERTAD – ECUADOR

2023

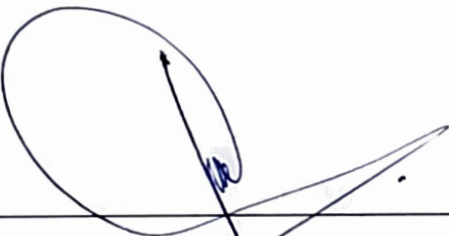
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE TUTOR

f. 

Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 

Ing. Lucrecia Cristina Moreno Alcívar, Ph.D.
SECRETARIA DEL TRIBUNAL

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de tesis a mis queridos padres, cuyo amor incondicional, apoyo constante y sacrificios incansables han sido la fuerza motriz detrás de mi éxito académico. Sus enseñanzas, valores y ejemplo de perseverancia han iluminado mi camino a lo largo de esta travesía educativa. A través de este logro, honro el legado que me han transmitido y reafirmo mi compromiso de seguir creciendo y aprendiendo. Gracias por ser mi fuente inagotable de inspiración y por creer en mí.

Merchan Chancay Denilson Rolando

Dedico este trabajo a mis queridos padres, este logro es el resultado de su inquebrantable apoyo, sacrificio y amor. Gracias por ser mi fuente constante de inspiración y por hacer posible que persiga mis sueños a través del estudio. Su dedicación y esfuerzo han trazado el camino hacia este momento significativo en mi vida. Este logro no solo es mío, sino también de ustedes, que han sido mi guía y sostén en cada paso del camino. Les dedico este logro con profundo agradecimiento y amor.


Guillén Suárez José David

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema “ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA” elaborado por los estudiantes Merchan Chancay Denilson Rolando y Guillén Suárez José David, estudiantes egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 3% de la valoración permitida.

Adjunto reporte de similitud:

Atentamente,



Ing. Pinoargote Rovello Vianna Andrea, MS.c.

C.I.: 2400061632

DOCENTE TUTOR

ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO MERCHAN - GUILLÉN

3%
Textos
sospechosos



2% Similitudes
< 1% similitudes entre
comillas
< 1% Idioma no reconocido
0% Textos potencialmente
generados por la IA

Nombre del documento: ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO
MERCHAN - GUILLÉN.pdf
ID del documento: 888f2bca88e48a47ed40beff12713bc9e2521c82
Tamaño del documento original: 800,67 KB

Depositante: VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO
Fecha de depósito: 27/11/2023
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 27/11/2023

Número de palabras: 15.172
Número de caracteres: 102.214

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.normalizacion.gob.ec https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen-nec-se-ds_26-2.pdf 29 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (148 palabras)
2	www.cconstruccion.net https://www.cconstruccion.net/normas_files/doc/NEC-SE-D5-Peligro-Sismico-parte-1.pdf 29 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (149 palabras)
3	vdocumento.com NTE INEN 2248 TÉCNICA Primera revisión ECUATORIANAÉ T... https://vdocumento.com/nte-inen-2248-tnica-primera-revisin-ecuatoriana-tabla-a-1-tipos-de-vehcul... 5 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (88 palabras)
4	repositorio.espe.edu.ec Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante... http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/12644/5/1-ESPE-053668.pdf.txt 26 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (86 palabras)
5	repositorio.unesum.edu.ec http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1739/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-71.pdf 25 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (79 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	cici.org.ec http://cici.org.ec/wp-content/uploads/2017/12/NEC-SE-RE.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (37 palabras)
2	repositorio.uta.edu.ec Diseño por desempeño de un edificio de hormigón armad... http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/bitstream/123456789/27236/1/Tesis 1219 - Nuñez Palacios Alba ...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (22 palabras)
3	repositorio.uta.edu.ec Análisis comparativo del diseño sismo resistente de estru... https://repositorio.uta.edu.ec/8443/jspui/bitstream/123456789/34692/1/Tesis I.C. 1554 - Gallegos Di...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (20 palabras)
4	1library.co Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico https://1library.co/articulo/tipo-perfiles-suelo-diseño-sismico.qmjm91v8	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (21 palabras)
5	repositorio.ucv.edu.pe https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/57611/Meza_TM-SD.pdf?sequence=1	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (13 palabras)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **MERCHAN CHANCAY DENILSON ROLANDO Y GUILLÉN SUÁREZ JOSÉ DAVID**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “**ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA**”, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondiente a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,



Merchan Chancay Denilson Rolando

C.I.: 2400183881

AUTOR DE TESIS



Guillén Suárez José David

C.I.: 2450422825

AUTOR DE TESIS

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Pinoargote Rovello Vianna Andrea, MSc.

TUTOR DE TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por el **Sr. Merchan Chancay Denilson Rolando** y el **Sr. Guillén Suárez José David**, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

Atentamente,



Ing. Pinoargote Rovello Vianna Andrea, MS.c.

C.I.: 2400061632

DOCENTE TUTOR

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
Celular: 0962183538
Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **“ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA”**, de los estudiantes: **MERCHAN CHANCAY DENILSON ROLANDO** y **GUILLÉN SUÁREZ JOSÉ DAVID**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 24 de Noviembre del 2023



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
N° DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de manera significativa en la realización de esta tesis. En primer lugar, a mi Tutora, La ingeniera Vianna Pinoargote, por su orientación experta, paciencia y valiosos consejos a lo largo de todo este proceso. Su dedicación y apoyo fueron fundamentales para dar forma y enriquecer este trabajo.

También quiero agradecer a mis profesores y compañeros de clase por las discusiones enriquecedoras y el intercambio de ideas que me ayudaron a refinar mis enfoques y comprender mejor el tema.

Agradezco profundamente a mis amigos y seres queridos por su constante aliento y comprensión durante los momentos desafiantes de esta etapa.

Finalmente, no puedo dejar de mencionar a mi familia, especialmente a mi mamá Leonor Chancay y a mi papá Julio Merchan, cuyo amor, sacrificio y confianza en mí han sido la base de mi educación y logros.

Merchan Chancay Denilson Rolando

Con gratitud en mi corazón, deseo expresar mi reconocimiento a Dios, fuente de fortaleza y guía a lo largo de este camino académico. Su divina sabiduría ha sido la luz que ilumina cada paso. A la ingeniera Vianna Pinoargote, mi mentora, gracias por su orientación experta y apoyo constante, esenciales para el desarrollo de esta investigación.

A mi leal compañero de tesis, Denilson Merchan, agradezco su amistad duradera y colaboración excepcional, fundamento sólido que ha perdurado desde nuestros años escolares.

A mis padres, Maricela Suárez y David Guillén, les expreso mi profundo agradecimiento por su amor incondicional y confianza en mi educación.

A profesores, compañeros de clase, amigos y seres queridos, gracias por su aliento y apoyo inquebrantables.

Este logro es resultado del esfuerzo colectivo de quienes han sido parte de mi viaje académico.

Guillén Suárez José David

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
DEDICATORIA	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	viii
CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA	ix
AGRADECIMIENTOS	x
TABLA DE CONTENIDO	xii
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE TABLAS	xx
RESUMEN	xxiii
ABSTRACT	xxiv
1. CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.2. ANTECEDENTES	3
1.3. HIPÓTESIS	6
1.3.1. Hipótesis General.	6
1.3.2. Hipótesis específicas.	6
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.4.1. Objetivo General.	7
1.4.2. Objetivos específicos	7
1.5. ALCANCE	8
1.6. VARIABLES	9
1.6.1. Variable Independiente:	9
1.6.2. Variables Dependientes:	9
2. CAPITULO 2: MARCO TEORICO	10
2.1. CONTEXTO TEÓRICO	10

2.2.	DEFINICIONES.....	10
2.2.1.	Estructuras de parqueaderos.....	10
2.2.2.	Ingeniería Sísmica y Diseño Sísmico.....	10
2.2.3.	Comportamiento Sísmico de Estructuras.	11
2.2.4.	Espectros de Diseño Sísmico.....	11
2.2.5.	Zonificación Sísmica y Materiales de Construcción.	12
2.2.6.	Importancia de Estructuras de Parqueaderos Sismo-Resistentes.	12
2.3.	NORMATIVAS PARA EL DISEÑO	12
2.3.1.	Dimensiones mínimas para vehículos.....	13
2.3.2.	Área de circulación peatonal en estacionamientos.....	15
2.3.3.	Espacios de estacionamiento prioritarios.....	16
2.3.4.	Circulaciones para vehículos.....	17
2.3.5.	Diseño por última resistencia.	19
2.3.6.	Sistemas estructurales.....	19
2.3.7.	Materiales.	20
2.4.	ANÁLISIS SISMO RESISTENTE	22
2.4.1.	Clasificación de Cargas.....	22
2.5.	PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR Y EFECTOS SÍSMICOS LOCALES	26
2.5.1.	Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	26
2.6.	GEOLOGÍA LOCAL	28
2.6.1.	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.	28
2.6.2.	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.	28
2.7.	COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO	31
2.7.1.	Ecuaciones del espectro de respuesta elástico	32
2.8.	METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	33
2.8.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia.	33
2.8.2.	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.	34
2.8.3.	Límites permisibles de las derivas de los pisos.	35

2.8.4.	Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM).	35
2.8.5.	Cortante basal de diseño.	35
2.8.6.	período de vibración T.	36
2.8.7.	Configuración estructural.	37
2.9.	DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	39
2.10.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL	40
2.10.1.	Modelo estructural.....	41
2.10.2.	Caracterización del Movimiento Sísmico del Suelo.	43
2.10.3.	Momento curvatura.	44
2.10.4.	Rótulas Plásticas.	46
2.10.5.	Método del coeficiente de desplazamiento modificados de FEMA 440.	49
2.10.6.	Método de equivalencia de Capacidad - espectro Linealización según ATC-40.	50
3.	CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	53
3.1.	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	53
3.1.1.	Tipo de investigación.	53
3.1.2.	Nivel de Investigación.	53
3.2.	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	54
3.2.1.	Método.....	54
3.2.2.	Enfoque.	54
3.2.3.	Diseño de la investigación.....	54
3.3.	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	55
3.3.1.	Población.....	55
3.3.2.	Muestra.	55
3.3.3.	Muestreo.....	55
3.4.	DISEÑO ARQUITECTÓNICO	56
3.5.	DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	57
3.5.1.	Especificaciones Estructurales y Elementos de Diseño Arquitectónico. 57	

3.6.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.....	58
3.6.1.	Predimensionamiento de losa.	58
3.6.2.	Predimensionamiento de vigas.....	62
3.6.3.	Predimensionamiento de columnas.	64
3.7.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	64
3.7.1.	Perfil de sitio.	64
3.7.2.	Sismo de diseño.	66
3.7.3.	Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica.	66
3.7.4.	Espectro de diseño inelástico.....	68
3.7.5.	Desempeño sísmico.	68
3.8.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	69
3.8.1.	Procedimiento de Análisis Pushover.....	69
3.8.2.	Cargas de Diseño.....	71
3.8.3.	Rotulas Plásticas.....	73
3.9.	OPERALIZACIÓN DE VARIABLES	76
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS	77
4.1.	ANALISIS DE RESULTADOS OE1: DESARROLLAR UN DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO QUE CUMPLA CON LAS NORMATIVAS NEC-2015 Y ACI, SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS NECESARIAS PARA EL POSTERIOR MODELADO EN EL SOFTWARE DE ANÁLISIS.....	77
4.2.	ANALISIS DE RESULTADOS OE2: REALIZAR PRUEBAS DE ESTABILIDAD Y RESISTENCIA SÍSMICA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO UTILIZANDO SOFTWARE ESPECIALIZADO PARA LA VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS MÁXIMAS Y COMPORTAMIENTO TORSIONAL.....	79
4.2.1.	Control de derivas.	79
4.2.2.	Control de Torsiones.....	80
4.2.3.	Efectos de segundo orden $P-\Delta$	81
4.3.	ANALISIS DE RESULTADOS OE3: REALIZAR UN ANÁLISIS PUSHOVER DE LA ESTRUCTURA DISEÑADA, EVALUANDO SU COMPORTAMIENTO NO LINEAL ANTE CARGAS SÍSMICAS Y	

DETERMINANDO LA CAPACIDAD DE RESISTENCIA Y LAS ÁREAS CRÍTICAS DE DEFORMACIÓN	82
4.3.1. Curva de capacidad Pushover.....	82
4.3.2. Desempeño estructural.....	83
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	89
5. CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	91
5.1. CONCLUSIONES.....	91
5.2. RECOMENDACIONES	92
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
7. ANEXOS	98
ANEXO A: Diseño estructural de columnas.....	98
ANEXO B: Verificación de Columna fuerte-viga débil.	106
ANEXO C: Detalle estructural de columnas.....	108
ANEXO D: Diseño estructural de vigas.....	113
ANEXO E: Detalle estructural de vigas.....	124
ANEXO F: Detalle estructural de muros de corte.....	126
ANEXO G: Modos y periodos de vibración de análisis.	129
ANEXO H: Diseño de losa.....	131
ANEXO I: Manual para proceso de análisis no lineal.	135

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Franja de seguridad peatonal de uso preferencial.....	16
Figura 2 Plazas de estacionamiento a 90° para personas con discapacidad o movilidad reducida.....	16
Figura 3 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	27
Figura 4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	31
Figura 5 Configuraciones estructurales recomendadas.....	38
Figura 6 Esquema de un modelo estructural inelástico tridimensional detallado desarrollado a partir de las propiedades de los componentes	41
Figura 7 Relaciones fuerza-deformación idealizadas a partir del comportamiento histórico en sus diferentes estados.....	42
Figura 8 Esquemas que representan el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva Pushover/capacidad.....	43
Figura 9 Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y diversas formas de representar gráficamente las vibraciones del suelo.....	44
Figura 10 Deformación de un miembro a flexión.....	45
Figura 11 Curvas de la relación entre momento - curvatura para una sección simplemente reforzada que experimenta falla por tensión.....	46
Figura 12	50
Figura 13 Método de Espectro de Capacidad utilizando técnicas de linealización equivalente según ATC-40.....	51
Figura 14 Modelo arquitectónico para el edificio de parqueo.	56
Figura 15 Espesor mínimo de losas en 2 direcciones apoyadas en todos sus lados. .	58
Figura 16 Sección de losa.	60
Figura 17 Marco estratigráfico del Santa Elena.....	65
Figura 18 Espectro de Respuesta elástica e Inelástica para tipo de Suelo D en el Cantón Santa Elena.	68
Figura 19 Geometría con sobrecubierta.	71
Figura 20 Geometría sin Sobrecubierta: Enfoque en Elementos Estructurales Principales.....	71
Figura 21 Configuración de Rótulas Plásticas en Pórtico Estructural del Eje 2.....	74
Figura 22 Curva de capacidad Sectorizada.....	75
Figura 23 Vista 3D de edificio de parqueo.	78
Figura 24 Vista en perspectiva del eje Y.	78

Figura 25 Curva de capacidad para PUSH X.....	82
Figura 26 Curva de capacidad para PUSH Y.....	83
Figura 27 Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con el desplazamiento de falla del último Piso del sismo PUSH X.	84
Figura 28 Desempeño ante distintos espectros de diseño del sismo PUSH X.....	85
Figura 29 Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con el desplazamiento de falla del último Piso del sismo PUSH Y.	87
Figura 30 Desempeño ante distintos espectros de diseño del sismo PUSH Y.....	87
Figura 31 Comportamiento de una rótula plástica para columna esquinera 1A.	99
Figura 32 Comportamiento de una rótula plástica para columna lateral 4A.	101
Figura 33 Comportamiento de una rótula plástica para columna central 5C.....	103
Figura 34 Comportamiento de una rótula plástica para columna de rampa 2C.....	105
Figura 35 Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 3 y 4 de columnas 1A, 4A, 5C.	108
Figura 36 Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 2 y 1 de columnas 1A, 4A, 5C.	109
Figura 37 Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 3 y 4 de columnas 2C,2D.	110
Figura 38 Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 2 y 1 de columnas 2C,2D.	111
Figura 39 Diagrama de flexo-compresión de columnas.	112
Figura 40 Comportamiento de una rótula plástica para una viga central en la dirección X.....	115
Figura 41 Comportamiento de una rótula plástica para una viga central en la dirección Y.....	117
Figura 42 Comportamiento de una rótula plástica viga de rampa en la dirección X.	119
Figura 43 Comportamiento de una rótula plástica viga de rampa en la dirección Y.	121
Figura 44 Comportamiento de una rótula plástica viga perimetral.....	123
Figura 45 Detalle de armado longitudinal y trasversal de vigas (1-6), (2-3-4-5) Y (1-2) R. Eje X.....	124
Figura 46 Detalle de armado longitudinal y trasversal de vigas (AF), (BCDE) Y (CD)R. Eje Y.....	125
Figura 47 Muro de corte (1-2), para ejes A y F.	126
Figura 48 Muro de corte (5-6), para ejes A y F.	127
Figura 49 Muro de corte CD, para eje 6.	128
Figura 50 Modos y períodos de vibración de análisis.....	130

Figura 51	Coeficientes para el diseño de losa nervada en 2 direcciones.	132
Figura 52	Detalle de losa en dirección Y.....	135
Figura 53	Creación de las curvas de demandas para los distintos sismos considerados en el análisis.	135
Figura 54	Creación de la masa sísmica para el análisis no lineal.	136
Figura 55	Creación de los patrones de cargas laterales en dirección X e Y.	137
Figura 56	Aplicación de las cargas laterales en el nodo para la dirección X e Y.	137
Figura 57	Definición de los casos de carga no lineales.	138
Figura 58	Configuración del caso gravitacional no lineal.	138
Figura 59	Configuración del PUSH X.	139
Figura 60	Configuración del control de aplicación de carga para PUSH X.	139
Figura 61	Ingreso rótula plástica en una viga.	140
Figura 62	Ingreso rótula plástica en una columna.	141
Figura 63	Obtención de las curvas de capacidad sísmica PUSH X y PUSH Y.	142

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Tipos de vehículos considerados en esta norma.	13
Tabla 2 Dimensiones mínimas para plazas de estacionamiento vehicular.....	14
Tabla 3 Dimensiones mínimas de la franja de circulación libre.	14
Tabla 4 Materiales (estructurales y no estructurales).....	23
Tabla 5 Cargas vivas: sobrecargas mínimas.	24
Tabla 6 Combinaciones básicas.	26
Tabla 7 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	27
Tabla 8 Tipos de perfiles de suelo.....	28
Tabla 9 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	29
Tabla 10 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	30
Tabla 11 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. .	30
Tabla 12 Valores de la razón espectral.....	32
Tabla 13 Factor r usado en el espectro de diseño elástico.	32
Tabla 14 Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.	33
Tabla 15 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.	34
Tabla 16 Coeficiente Ct y α de acuerdo con el tipo de estructura.	37
Tabla 17 Control de daño y niveles de desempeño para edificios.	39
Tabla 18 Niveles de Riesgo Sísmico.....	40
Tabla 19 Parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado.	47
Tabla 20 Parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado.	48
Tabla 21 Distancias en dirección X e Y de la estructura.	57
Tabla 22 Propiedades del hormigón y acero de refuerzo.	57
Tabla 23 Uso ocupacional por piso.	57
Tabla 24 Cálculo de valores de αf obtenidos para determinar espesor mínimo de losa.	59
Tabla 25 Cálculo del momento de inercia de la sección compuesta.	59
Tabla 26 Carga muerta y peso propio de losa P1-P2-P3-P4.	60
Tabla 27 Carga muerta y peso propio de sobrecubierta.	61
Tabla 28 Carga muerta y peso propio de losa maciza.....	61
Tabla 29 Cargas vivas que inciden en la estructura del edificio.	62
Tabla 30 Cargas mayoradas.	62
Tabla 31 Predimensionamiento de vigas.....	63
Tabla 32 Predimensionamiento de columnas.....	64

Tabla 33	Factores y coeficientes espectrales para suelo de tipo D.	66
Tabla 34	Factores y coeficientes estructurales para la edificación.	67
Tabla 35	Factores de reducción por agrietamiento.	69
Tabla 36	Cortantes por piso obtenidas.	72
Tabla 37	Distribución del Vector de Carga lateral F_x	72
Tabla 38	Distribución del Vector de Carga lateral F_y	72
Tabla 39	Distancia relativa de rotulas plásticas al Nodo viga-columna.	73
Tabla 40	Propiedades de comportamiento plástico para elementos de Concreto Armado.	73
Tabla 41	Nivel de comportamiento sísmico esperado.	75
Tabla 42	Cuadro de operacionalización de la variable dependiente.	76
Tabla 43	Cuadro de operacionalización de la variable independiente.	76
Tabla 44	Dimensiones de elementos estructurales.	77
Tabla 45	Chequeo de derivas máximas para el sismo E_x	79
Tabla 46	Chequeo de derivas máximas para el sismo E_y	80
Tabla 47	Chequeo de torsiones máximas para el sismo E_x	80
Tabla 48	Chequeo de torsiones máximas para el sismo E_y	81
Tabla 49	Efectos de $P-\Delta$ para el Sismo E_x	81
Tabla 50	Efectos de $P-\Delta$ para el Sismo E_y	81
Tabla 51	Niveles de amenaza sísmica.	83
Tabla 52	Nivel de desempeño del sismo PUSH X.	84
Tabla 53	Nivel de desempeño del sismo PUSH Y.	87
Tabla 54	Resumen del acero de refuerzo longitudinal en columnas.	98
Tabla 55	Cálculo de columna esquinera crítica.	98
Tabla 56	Cálculo de una rótula plástica para columna esquinera 1A.	99
Tabla 57	Cálculo de columna Lateral crítica.	100
Tabla 58	Cálculo de una rótula plástica para columna lateral 4A.	100
Tabla 59	Cálculo de columna Central crítica.	102
Tabla 60	Cálculo de una rótula plástica para columna central 5C.	102
Tabla 61	Cálculo de columna de rampa crítica.	104
Tabla 62	Cálculo de una rótula plástica para columna de rampa 2C.	104
Tabla 63	Chequeo de relación columna fuerte-viga débil.	106
Tabla 64	Longitud de empalme por traslape en columnas.	107
Tabla 65	Solicitaciones de carga para columnas.	112
Tabla 66	Diseño de vigas.	113
Tabla 67	Cálculo de una viga central en dirección X.	113
Tabla 68	Cálculo de una rótula plástica para una viga central en la dirección X. ...	114
Tabla 69	Cálculo de una viga central en dirección Y.	115
Tabla 70	Cálculo de una rótula plástica para una viga central en la dirección Y. ...	116
Tabla 71	Cálculo de una viga de rampa en dirección X.	117
Tabla 72	Cálculo de una rótula plástica para una viga de rampa en la dirección X.	118

Tabla 73 Cálculo de una viga de rampa en dirección Y.....	119
Tabla 74 Cálculo de una rótula plástica para una viga de rampa en la dirección Y.	120
Tabla 75 Cálculo de una viga perimetral.	121
Tabla 76 Cálculo de una rótula plástica para una viga perimetral.	122
Tabla 77 Longitud de empalme por traslapo en zona de compresión, vigas.	123
Tabla 78 Longitud de empalme por traslapo en zona de tensión, vigas.	123
Tabla 79 Períodos y sumatoria porcentual de participación modal de masa.	129
Tabla 80 Tabla para el diseño de losa maciza.....	131
Tabla 81 Armadura requerida en losa.	131
Tabla 82 Tablas para el diseño del paño más crítico de losa nervada en 2 direcciones.	133
Tabla 83 Armadura requerida en losa nervada.....	134
Tabla 84 Centro de masa y rigideces de cada piso.....	137

“ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA PARA UN PARQUEADERO EN EL CANTÓN SANTA ELENA”

Autores: Merchan Chancay Denilson Rolando y
Guillén Suárez José David

Tutor: Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. Msc

RESUMEN

El siguiente trabajo de titulación se enfocó en la evaluación del desempeño sísmico de un parqueadero en Santa Elena mediante análisis lineal y no lineal (Pushover). Los objetivos incluyeron el desarrollo de un diseño estructural, pruebas de estabilidad y resistencia sísmica, y análisis Pushover con SAP2000. El diseño arquitectónico abarcó cuatro pisos con alturas entre piso de 3 metros, cumpliendo normativas y optimizando espacios. El sistema estructural consistió en columnas cuadradas, con dimensiones para la zona central y rampa de 55 cm, laterales y esquineras de 45 cm; y vigas centrales en dirección X e Y de 30x45 cm y perimetrales de 30x40 cm. El control de derivas y torsiones se logró mediante la implementación de muros de cortes. El análisis Pushover incluyó carga lateral incremental, rotulas plásticas y la obtención de la curva de capacidad. Proyectando los resultados para distintos niveles sísmicos, se evaluó el comportamiento estructural. La edificación presentó un comportamiento lineal en la curva de capacidad, destacando la contribución de los muros de corte a su rigidez.

Palabras clave: Desempeño sísmico, análisis Pushover, curva de capacidad, rótulas plásticas.

**“ESCRIBA EL TITULO DEL TRABAJO EN INGLÉS, MAYÚSCULAS Y
ENTRE COMILLAS”**

Authors: Merchan Chancay Denilson Rolando and
Guillén Suárez José David

Tutor: Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. Msc

ABSTRACT

The following thesis focused on the seismic performance evaluation of a parking structure in Santa Elena through both linear and non-linear analysis (Pushover). Objectives included the development of a structural design, tests for stability and seismic resistance, and Pushover analysis using SAP2000. The architectural design spanned four floors with inter-floor heights of 3 meters, complying with regulations and optimizing space. The structural system comprised square columns, with specific dimensions for the central area and ramp (55 cm), and lateral and corner columns (45 cm). Central beams in the X and Y directions measured 30x45 cm, while perimeter beams measured 30x40 cm. Control of drifts and torsions was achieved through the implementation of shear walls. The Pushover analysis involved incremental lateral loading, plastic hinge implementation, and capacity curve derivation. Projecting results for different seismic levels enabled the evaluation of structural behavior. The building exhibited linear behavior in the capacity curve, underscoring the contribution of shear walls to its rigidity.

Keywords: Seismic performance, Pushover analysis, capacity curve, plastic hinges.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

Dada la posición geográfica de Ecuador en una zona con alta actividad sísmica la ingeniería en este campo se ha vuelto relevante. Tal como indica (Peñafiel Valla & Lucio Álvarez, 2022,) la resistencia sísmica debe ser una consideración clave en cualquier proyecto constructivo. Esto abarca desde edificaciones sencillas hasta infraestructuras críticas.

Los estudios sobre la susceptibilidad a terremotos son esencial para desarrollar estrategias efectivas de reducción de riesgos de las estructuras en Ecuador. Este tipo de estudios se está volviendo cada vez más relevante en el país para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras (Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez, 2022).

La susceptibilidad a la amenaza sísmica en el cantón Santa Elena es considerada "muy alta", lo que afecta a todas las áreas, ya sean urbanas o rurales (CADS, 2013, p. 39). En este sentido, esta investigación se concentra en el diseño y análisis sísmico de una estructura específica destinada a ser un parqueadero. Dentro de la estrategia de investigación empleada se usaron criterios establecidos en normativas y códigos vigentes.

La ingeniería civil, como disciplina dedicada al diseño y mantenimiento de estructuras, tiene un deber ético y técnico de abordar los problemas de amenaza sísmica. Conviene destacar que los edificios de parqueo, a menudo considerados de categoría especial, cobran especial importancia por su utilización. Es por ello por lo que el Cantón Santa Elena se convierte en un escenario propicio para el estudio sísmico de este tipo de estructuras.

Este proyecto se aboca a colmar el vacío existente en el ámbito de la ingeniería sísmica aplicada a parqueaderos en el Cantón Santa Elena. Para ello, se implementa un proceso metodológico dividido en fases interdependientes y respaldadas por criterios técnicos. Se parte de un estudio bibliográfico y normativo profundo, seguido de un análisis de las condiciones particulares del Cantón con relación a la sismicidad y la demanda de estacionamiento.

Esta investigación pretende conocer el desempeño sísmico en un edificio para parqueo en el Cantón Santa Elena mediante un diseño previo. La obtención de los resultados permitirá ofrecer conocimiento acerca de este tipo de estructuras dentro de un entorno de alto riesgo sísmico. Dentro de la metodología se recopilaron y evaluaron datos geotécnicos y sísmicos que son intrínsecos a la localidad de Santa Elena y fundamentales para el diseño, además se implementa un análisis no lineal Pushover con el uso del programa SAP2000, ya que es esencial que las edificaciones de relevancia se sometan a este método de evaluación para comprobar su nivel de capacidad.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El Cantón Santa Elena ubicado en una región sísmicamente activa, presenta una creciente necesidad de contar con estructuras de parqueaderos que puedan resistir eficientemente eventos sísmicos y garantizar la seguridad de los vehículos y las personas que los utilizan. Aunque existen normas y estándares de seguridad sísmica para la construcción de edificaciones, no se ha abordado de manera específica el diseño de estructuras de parqueaderos en esta zona.

La falta de una orientación clara en el diseño sísmico implica un riesgo potencial para la integridad de las estructuras y la protección de los usuarios. Esto se agrava por la falta de experiencias previas en el diseño de este tipo de estructuras en la región, ya que no existen construcciones similares en la zona. Por lo tanto, es fundamental desarrollar un estudio detallado que permita comprender las características sísmicas particulares de Santa Elena y evaluar la capacidad de respuesta de este tipo de sistemas

ante eventos sísmicos. Se busca diseñar medidas de refuerzo y seguridad adecuadas que permitan un buen comportamiento de las estructuras en caso de una ocurrencia sísmica. Este estudio es crucial para prevenir posibles daños a las estructuras y proporcionar seguridad a los usuarios. Además, al implementar un diseño sísmico eficiente, se contribuirá a la protección de la comunidad ante terremotos, promoviendo un entorno seguro y confiable en la zona.

La investigación se enmarca de acuerdo al decimoprimer objetivo de desarrollo sostenible de la Agenda 2030 de (Naciones Unidas, 2018) expresa “Lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles” listando como metas: reducir significativamente el número de muertes causadas por los desastres y proporcionar apoyo a los países menos adelantados, incluso mediante asistencia financiera y técnica, para que puedan construir edificios sostenibles y resilientes utilizando materiales locales.

El problema de investigación se desarrolla acorde a la interrogante principal: P.G. ¿Cómo se desempeñará una estructura destinada para parqueadero en el cantón Santa Elena? de la cual se derivan tres interrogantes específicas: **P.E.1:** ¿Qué diseño estructural cumple con las normas ecuatorianas e internacionales de construcción para edificaciones de tipo parqueaderos? **P.E.2:** ¿Cómo identificar las derivas máximas y comportamiento torsional del diseño estructural de la estructura? **P.E.3:** ¿Cómo evaluar el comportamiento no lineal ante cargas sísmicas de la estructura?

1.2. ANTECEDENTES

En el ámbito internacional se puede encontrar el estudio realizado por (Osama Khalfalla et al., 2022) donde se tuvo como objetivo principal comprender el diseño de aparcamientos de varios pisos y su contribución a la mitigación de problemas de tráfico, en particular, el estacionamiento ilegal. Para lograr esto, el estudio se basa en encuestas y observaciones de campo, así como en el uso de hojas de diseño manuales y software especializado para analizar la estructura del edificio propuesto. El estudio incluyó un

caso práctico en el que se hicieron encuestas en las intersecciones de las calles Al Mashtal y Al Siteen para determinar el número promedio de vehículos estacionados ilegalmente. Posteriormente, se calculó la cantidad de espacios de estacionamiento requeridos para abordar el problema. También se usó el software ETABS para modelar la estructura del edificio de aparcamiento, prestando especial atención al comportamiento del hormigón bajo diversas cargas. El estudio concluyó que un aparcamiento de varios pisos es una de las soluciones más efectivas para abordar el problema del estacionamiento ilegal y la congestión del tráfico. Se determinó que el diseño de tal edificio es factible utilizando hojas de diseño manuales y análisis de software, y se discutieron las ventajas del proyecto, incluido su impacto en la mejora de la movilidad urbana.

A nivel internacional también podemos encontrar que (Vega Fernández & Muñoz Pérez, 2019, pp. 39–56) en el marco de la evaluación del desempeño sísmico, abordan la investigación titulada "Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal, vivienda-comercio Miura Grill, Chiclayo". El objetivo central de este estudio es llevar a cabo un análisis estático no lineal (Pushover) de la estructura de concreto armado, aplicando las normativas FEMA 356 y ATC 40. La herramienta utilizada para este propósito fue el software ETABS, que permitió la generación del modelo analítico de la estructura y la definición de propiedades no lineales.

El análisis estático no lineal "Pushover" produjo la curva de capacidad y la identificación de las rótulas plásticas en toda la estructura. Sin embargo, al analizar las fuerzas estáticas equivalentes y realizar un análisis dinámico modal espectral, se determinó que la estructura no cumplía con las derivas permitidas por la norma E.030 de diseño sismorresistente. El estudio reveló que, de acuerdo con el análisis estático no lineal, la estructura colapsaría ante un sismo según el espectro de la norma E.030.

Durante el siglo XX, el crecimiento del uso de vehículos y la expansión de las ciudades generó una demanda cada vez mayor de opciones de estacionamiento eficaces y bien planificadas. Las estructuras de estacionamiento empezaron a ser percibidas no solo

como simples construcciones para albergar automóviles, sino también como espacios que debían incorporarse de manera coherente en el contexto urbano, proporcionando valor tanto estético como funcional a los centros urbanos (Carmona, 2019).

A nivel nacional, en Ecuador, en respuesta a la creciente demanda vehicular en el sector del Ministerio de Defensa, (Pazmiño Arellano & Ponce Mendoza, 2021, pp. 19) llevaron a cabo la investigación "Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas". El objetivo primordial fue desarrollar un diseño estructural eficiente que atendiera a las necesidades institucionales, considerando el incremento notable de vehículos.

La metodología empleada se centró en el diseño minucioso de dos bloques de edificios de parqueaderos, con énfasis en cumplir con los estándares de seguridad, serviciabilidad y normativas de construcción locales. Un aspecto distintivo en el bloque 2 fue la integración de un helipuerto en la última losa de estructura metálica, considerando la aeronave más pesada del Ejército Ecuatoriano, el MI – 171.

Estas estructuras fueron sometidas a diversas solicitaciones, incluyendo análisis estáticos, dinámicos y evaluaciones sísmicas a través de software especializado. Los resultados confirmaron que los bloques están correctamente diseñados, ofreciendo una respuesta estructural óptima ante diversas condiciones, incluyendo sismos probables en la región. Este antecedente subraya la importancia de abordar aspectos estructurales y sísmicos en la planificación de proyectos arquitectónicos, proporcionando valiosas lecciones para investigaciones futuras en ingeniería estructural.

Dado que no existen antecedentes locales específicos en el Cantón Santa Elena, es esencial resaltar la necesidad de investigaciones locales. Esto se refleja en un estudio relevante que se asemeja a nuestro enfoque; (Baque De Los Santos & Suárez Rodríguez, 2021, pp. 3-4) llevaron a cabo un estudio comparativo del comportamiento sísmico de dos estructuras de hormigón armado. Estas diferían en su geometría, diseño, uso e importancia, una irregular con torsión excesiva y otra regular sin torsión. Su

objetivo es identificar las diferencias en la capacidad de resistencia sísmica y su respuesta ante un evento sísmico. Utilizaron el método Pushover basado en el código FEMA 356 para obtener las curvas de Capacidad, analizar las propiedades no lineales de los elementos y modelar el comportamiento ante cargas sísmicas. Aplicaron las normativas NEC-SE-DS y NEC-SE-HM, empleando el software SAP2000.

Los resultados destacaron diferencias significativas en el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado y permitieron identificar sus capacidades de resistencia y mecanismos de falla. En particular, el Caso 3 mostró un excelente desempeño sísmico, con derivas inelásticas inferiores al 2% admisible y cortantes reactivos a la base dentro de los límites requeridos para Seguridad de Vida al Sismo de Diseño con período de retorno $T_r = 475$ años. Por otro lado, el Caso 2 superó los requisitos mínimos del Sismo de Diseño y cumplió con los estándares de Ocupación Inmediata ante sismos ocasionales de período de retorno muy alto $200 < T_r < 475$ años. Estos hallazgos respaldan la relevancia de nuestro estudio sobre el desempeño sísmico de estructuras de parqueo en Santa Elena.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

El análisis lineal y Pushover permitirá evaluar el desempeño sísmico de una estructura de parqueadero en el Cantón Santa Elena determinando su capacidad de respuesta ante eventos sísmicos.

1.3.2. Hipótesis específicas.

H.E.1.: La utilización de las normativas NEC-2015 y ACI permitirá realizar un correcto sistema estructural de la edificación.

H.E.2.: La resistencia sísmica en el diseño estructural del edificio de estacionamiento permitirán obtener la verificación de las derivas máximas y comportamiento torsional.

H.E.3: El análisis Pushover de la estructura diseñada, evaluará el comportamiento no lineal ante cargas sísmicas de la estructura determinando la capacidad de resistencia y las áreas críticas de deformación.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo General.

Evaluar el desempeño sísmico de una estructura de parqueadero en el Cantón Santa Elena mediante análisis Lineal y el análisis Pushover para determinar su capacidad de respuesta ante eventos sísmicos.

1.4.2. Objetivos específicos.

O.E.1.: Desarrollar un sistema estructural para un edificio de estacionamiento que cumpla con las normativas NEC-2015 y ACI siguiendo las especificaciones técnicas necesarias.

O.E.2.: Realizar el chequeo de las derivas máximas y el comportamiento torsional mediante el uso de software especializado verificando el correcto cumplimiento de las normativas.

O.E.3.: Ejecutar un análisis Pushover de la estructura diseñada, evaluando su comportamiento no lineal ante cargas sísmicas y determinando la capacidad de resistencia y las áreas críticas de deformación.

1.5. ALCANCE

Este proyecto se centra en llevar a cabo un análisis del desempeño sísmico de una estructura de estacionamiento en el Cantón Santa Elena, con el propósito principal de entender el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos.

El propósito fundamental del estudio es ejecutar dos enfoques de análisis: el análisis Lineal y el análisis Pushover, con especial énfasis en la observación y evaluación del comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas incrementales.

En primer lugar, se procederá a realizar pruebas de resistencia sísmica en el diseño estructural del edificio de estacionamiento. Estas pruebas se llevarán a cabo mediante el uso de software especializado con el fin de verificar que las derivas máximas y que el comportamiento torsional esté dentro de los límites seguros y cumplan con los estándares de seguridad sísmica.

Seguidamente, se desarrollará un diseño estructural para el edificio de estacionamiento. Este diseño estará en conformidad con las normativas NEC-2015 y ACI, y se basará en las especificaciones técnicas necesarias. El diseño tomará en consideración las condiciones específicas de la zona y las particularidades de la estructura.

Finalmente, se ejecutará un análisis Pushover de la estructura diseñada, evaluando su comportamiento no lineal frente a cargas sísmicas incrementales. Este análisis permitirá determinar la capacidad de resistencia de la estructura y localizar áreas críticas de deformación. Los resultados de este análisis serán fundamentales para futuras consideraciones de refuerzo y optimización de la estructura.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Independientes:

Análisis de desempeño sísmico Lineal.

Análisis de desempeño sísmico Pushover.

1.6.2. Variable Dependiente:

Diseño estructural de una edificación de parqueaderos.

CAPITULO 2: MARCO TEORICO

2.1. CONTEXTO TEÓRICO

En el análisis Pushover, el edificio se somete a un patrón de carga lateral predefinido que aumenta de forma constante, permitiendo así monitorear su estado operacional a lo largo del proceso (American Society of Civil Engineer, 2017). Este método es especialmente útil para evaluar cómo una estructura reaccionará bajo condiciones sísmicas, ya que nos permite entender las limitaciones y puntos de falla potenciales del diseño existente, además se pueden identificar las áreas críticas que requieren refuerzo, ofreciendo una vista detallada de cómo las estructuras responden a los sismos de manera progresiva.

2.2. DEFINICIONES

2.2.1. Estructuras de parqueaderos.

Los edificios de estacionamiento son estructuras diseñadas específicamente para el almacenamiento de vehículos en un entorno organizado y eficiente. Estas edificaciones requieren una consideración especial de factores como la resistencia al fuego, la circulación vehicular y el impacto de cargas dinámicas en la estructura (Smith, 2015, p. 202). Además de satisfacer estas necesidades, estos edificios deben ser diseñados pensando en la durabilidad y la sostenibilidad a largo plazo, incluyendo elementos como buena ventilación y sistemas de seguridad eficaces.

2.2.2. Ingeniería Sísmica y Diseño Sísmico.

La ingeniería sísmica es un campo que se enfoca en el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras capaces de resistir los efectos adversos de los sismos.

Los códigos de construcción, como la NEC-2015 y ACI, desempeñan un papel vital en dictar los criterios para el diseño sísmico. La normativa actual se basa en investigaciones anteriores que han contribuido a un mejor entendimiento de cómo las estructuras pueden ser diseñadas para ser más resistentes a los eventos sísmicos.

López O. A., 2014, menciona que la frecuencia de sismos alrededor del mundo subraya la importancia de estar preparados; la adopción de prácticas de construcción resistentes a terremotos ha mitigado significativamente sus impactos en ciertas naciones. Adicionalmente, la educación pública en torno a la preparación para terremotos puede complementar las medidas de ingeniería, ofreciendo un estudio más completo contra los riesgos sísmicos.

2.2.3. Comportamiento Sísmico de Estructuras.

Entender cómo las estructuras responden a las fuerzas sísmicas es crucial para el diseño sísmico. (Chopra, Dynamics of Estructures, 2012) nos indica que la respuesta de una estructura a las fuerzas sísmicas puede analizarse en términos de sus modos de vibración, que están determinados por las propiedades materiales y geométricas de la estructura. Este conocimiento es vital para implementar medidas de refuerzo efectivas en la construcción de parqueaderos y otros edificios de interés.

2.2.4. Espectros de Diseño Sísmico.

Los espectros de diseño sísmico son herramientas cruciales en la ingeniería sísmica que representan la relación entre la aceleración del suelo y la frecuencia natural de la estructura (Bozorgnia & Bertero, 2004). Estos espectros se adaptan a las condiciones sísmicas locales, lo que permite una representación más precisa de los riesgos asociados a cada ubicación.

2.2.5. Zonificación Sísmica y Materiales de Construcción.

La zonificación sísmica es una herramienta esencial que divide una región en zonas de riesgo sísmico similar. Los materiales de construcción, como el concreto reforzado y el acero estructural, son también aspectos cruciales del diseño sísmico. Técnicas modernas como el aislamiento sísmico buscan minimizar los daños y proteger a los ocupantes durante un evento sísmico (Naeim & Kelly, 1999, p. 2).

2.2.6. Importancia de Estructuras de Parqueaderos Sísmo-Resistentes.

En el contexto de Santa Elena, Ecuador, la construcción de parqueaderos sísmo-resistentes adquiere especial relevancia. Estas estructuras no solo alojan una gran cantidad de vehículos, sino que también pueden albergar a numerosas personas en diferentes momentos, lo que eleva la necesidad de aplicar prácticas sólidas de ingeniería sísmica en su diseño y construcción.

2.3. NORMATIVAS PARA EL DISEÑO

El diseño de sistemas estructurales de concreto para estacionamientos y edificios debe ser meticuloso, especialmente en áreas que involucran elementos estructurales complejos como huecos de escaleras, muros de corte y muros de contención. Estos elementos pueden crear restricciones que, si no se manejan correctamente, pueden llevar a grietas en la estructura. (ACI 362, 2012, p. 9).

El cuidado en estos detalles es crucial, no solo para evitar fisuras sino también para asegurar la durabilidad y la seguridad a largo plazo de la estructura. Esto podría implicar el uso de técnicas y materiales de refuerzo especializados, particularmente en áreas donde la losa experimenta cambios en la pendiente.

Es crucial prestar atención a las columnas cortas situadas entre las rampas continuas en una estructura de estacionamiento. Estas columnas pueden estar sujetas a fuerzas

cortantes horizontales que, si no se manejan adecuadamente, podrían comprometer la integridad estructural del edificio. Por tanto, podrían ser necesarios elementos de refuerzo adicionales, como tirantes de columna que funcionen como estribos horizontales (ACI 362-12, p. 13).

El diseño meticuloso en estas áreas garantiza que la estructura pueda resistir todo tipo de fuerzas y tensiones sin comprometer su estabilidad a largo plazo. Tal enfoque es especialmente importante en sistemas de estacionamiento donde la seguridad estructural es una prioridad.

2.3.1. Dimensiones mínimas para vehículos.

La siguiente tabla indica los tipos de vehículos considerados en la norma (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2016), en las que se dividen en subclases. Este espectro de vehículos ha sido seleccionado para asegurar que la infraestructura del estacionamiento pueda acomodar una amplia variedad de usuarios. En la tabla 1 se tiene en cuenta la subclase de vehículos que se consideraran en un diseño estructural del parqueadero.

Tabla 1

Tipos de vehículos considerados en esta norma.

SUBCLASE	DESCRIPCIÓN
L	Vehículos motorizados con dos, tres o cuatro ruedas.
M1	Vehículos con capacidad no mayor a ocho plazas, sin contar el asiento del conductor y sin espacio para viajeros de pie.
M2	Vehículos con capacidad mayor a ocho plazas, sin contar el asiento del conductor, y cuyo Peso Bruto Vehicular no supere los 5 000 kg
N1	Vehículos automotores cuyo Peso Bruto Vehicular no exceda de 3 500 kg.
SC	Vehículo automotor diseñado y accionado para trasladar o dar primeros auxilios a heridos o enfermos, y para cuidados en emergencias médicas.

Nota. Tomado de (NTE INEN 2248, p. 17).

Como se muestra en la tabla 2, es crucial que estos espacios destinados para vehículos cumplan con dimensiones específicas para garantizar la seguridad y la eficiencia del estacionamiento.

Tabla 2

Dimensiones mínimas para plazas de estacionamiento vehicular.

Tipo de vehículo	Dimensiones mínimas (mm)		
	a	b	c
L	2400	2400	2200
N1 y M1	2400	5000	2200
M2	2400	5400	2600
SC	3500	5400	2600

Nota. Tomado de (NTE INEN 2248, p. 5).

Se adoptarán medidas establecidas en la tabla anterior para vehículos tipo N1, M1 y M2. Además, la norma (NTE INEN 2248) establece que se debe tener una franja de circulación libre para maniobra de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 3

Dimensiones mínimas de la franja de circulación libre.

Disposición de la plaza de estacionamiento	Una vía (d) mm	Doble vía (c) mm
30°	3000	5000
45°	3000	5000
60°	3000	5000
90°	5000	5000
En paralelo	3000	5000

Nota. En las dimensiones mínimas de la franja se tiene que d: franja de circulación libre (una vía) y c: franja de circulación libre (doble vía). Tomado de (NTE INEN 2248, p. 5).

El diseño inicial en todas las áreas de aparcamiento en el edificio se alinearán en un ángulo de 90° en relación con las rutas de acceso.

Cabe considerar que la norma (NTE INEN 2248) dicta que para vehículos del tipo L, es crucial considerar sus subtipos específicos en el diseño del estacionamiento. Si los vehículos son de tipo L1 y L3, el diseño deberá permitir el estacionamiento compartido, debido a sus dimensiones mínimas de 2.4 metros de largo por 1.2 metros de ancho. Por otro lado, para los vehículos de tipo L4 y L7, cuyas dimensiones son de 2.4 x 2.4 metros, se requieren espacios de estacionamiento individuales para acomodar su mayor tamaño. Esta diferenciación en el diseño es crucial para maximizar el uso eficiente del espacio y garantizar un flujo de tráfico seguro y efectivo dentro del parqueadero.

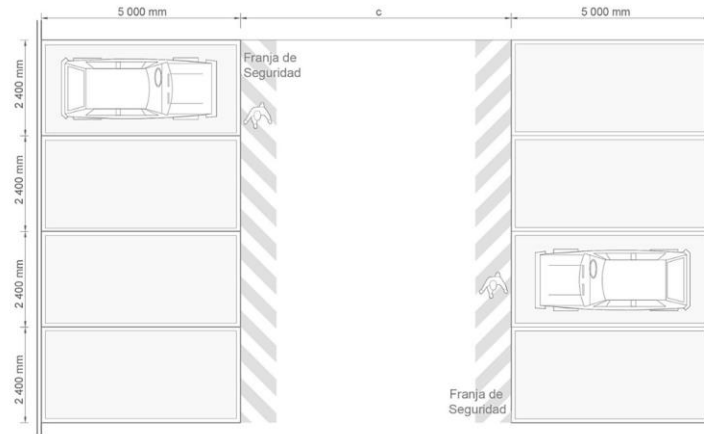
2.3.2. Área de circulación peatonal en estacionamientos.

Según el (NTE INEN 2248), si el área de circulación peatonal está ausente, es necesario establecer en el mismo nivel del suelo donde se encuentran los espacios para estacionar, una zona de seguridad prioritaria para peatones que debe satisfacer ciertos requisitos específicos.

- ✓ Debe estar ubicada junto a la plaza de estacionamiento y ser parte del área de circulación vehicular,
- ✓ Debe estar ubicada junto a la plaza de estacionamiento y ser de uso compartido por vehículos, y peatones, dando prioridad a la circulación peatonal,
- ✓ Debe tener un ancho libre mínimo de paso de 900 mm, y
- ✓ Debe estar debidamente señalizada ya sea con material o acabado de color contrastante.

Figura 1

Franja de seguridad peatonal de uso preferencial.



Tomado de (NTE INEN 2248, p. 12).

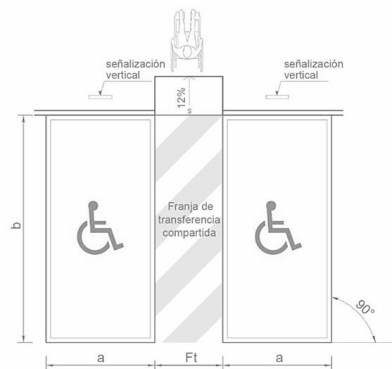
2.3.3. Espacios de estacionamiento prioritarios

Las medidas mínimas requeridas son:

- Amplitud (a) = 2400 mm,
- Largo (b) = 5000 mm,
- Altura libre mínima (h) = 2200 mm, y
- Zona de transferencia (Ft) = 1200 mm.

Figura 2

Plazas de estacionamiento a 90° para personas con discapacidad o movilidad reducida.



Nota. Tomado de (NTE INEN 2248, p. 11).

2.3.4. Circulaciones para vehículos.

El (Distrito Metropolitano de Quito, 2011) determina en las pág. (68-70) que, para los edificios con áreas de estacionamiento deberán adherirse a las siguientes pautas:

2.3.4.1. Tráfico Vehicular:

- ✓ Las rutas de vehículos dentro de los estacionamientos deben estar separadas de las rutas peatonales. Las inclinaciones de las rampas no deben exceder el 18% y el ancho de las rampas debe ser de al menos 2.50 metros en secciones rectas.
- ✓ Todas las columnas y paredes que delimitan los pasillos de circulación deben contar con protecciones permanentes de 0.30 x 0.15 metros, sin bordes afilados.
- ✓ Cuando el sistema de circulación de vehículos se realice a través de rampas, la construcción de edificios de estacionamiento no debe sobrepasar los 7 pisos.

2.3.4.2. Casetas de cobro y control.

En los estacionamientos según el Distrito Metropolitano, se deben instalar casetas de control cerca de las entradas para vehículos. Estas casetas deben tener al menos 3.00 metros cuadrados de espacio.

2.3.4.3. Altura mínima despejada.

Para aparcamientos públicos, el Distrito Metropolitano de Quito establece que la altura despejada mínima será de 2.20 metros, calculada desde el suelo finalizado hasta la parte más baja del elemento que más sobresalga.

2.3.4.4. Protecciones.

Elementos como rampas, fachadas y componentes estructurales, así como las áreas adyacentes a los aparcamientos, deben estar equipados con mecanismos que puedan soportar eventuales colisiones de automóviles.

2.3.4.5. Ventilaciones.

La ventilación en estacionamientos puede ser natural o mecánica. La ventilación natural requiere un 5% de aberturas en las paredes exteriores opuestas al piso, mientras que la ventilación mecánica es necesaria cuando esta condición no se cumple, especialmente en áreas críticas. La aprobación del sistema mecánico debe presentarse con los planos del edificio.

2.3.4.6. Servicios sanitarios.

Los aparcamientos públicos ofrecerán baños separados tanto para el personal como para los visitantes.

- a) Los baños públicos serán diferenciados por género y contarán con un número de instalaciones sanitarias basado en la siguiente proporción: Para hasta 100 plazas de estacionamiento: un retrete, dos urinarios y dos lavabos para hombres; y dos retretes y dos lavabos para mujeres.
- b) También se tomarán en cuenta instalaciones de baño adaptadas para personas con discapacidad y movilidad limitada según lo especificado en la norma (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2018, p. 1) que indica que cada construcción abierta al público deberá ofrecer instalaciones de baño adaptadas para individuos con discapacidades o con limitaciones permanentes de movilidad.

2.3.5. Diseño por última resistencia.

El método de Diseño por última resistencia permite evaluar las situaciones que podrían comprometer la estabilidad general o parcial de una estructura, así como su habilidad para soportar cargas adicionales. Este enfoque también abarca consideraciones como el costo de los daños estructurales y la posible interrupción de las operaciones normales de la edificación.

Este método de diseño cobra especial relevancia; permite abordar cómo las condiciones extremas, como los terremotos, podrían afectar tanto la integridad estructural del edificio como su capacidad para seguir funcionando como un espacio de estacionamiento seguro y eficiente posterior al evento sísmico (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

2.3.6. Sistemas estructurales.

El uso de concreto estructural se considera especialmente adecuado para las exigencias relacionadas con la edificación y el cuidado de instalaciones para aparcar vehículos. Este material ha sido expresamente aprobado por el Consejo Internacional de Códigos (ICC) en su Código Internacional de Construcción de 2009 como un recurso no inflamable idóneo para tales propósitos constructivos. Para asegurar que estas estructuras alcancen la longevidad prevista, es imprescindible instaurar un régimen continuado de mantenimiento preventivo desde el inicio de sus operaciones (ACI 362-12, p. 2).

Al planificar y edificar un parqueadero, es fundamental tener en cuenta factores como la ubicación geográfica, las variaciones de volumen que pueden surgir de efectos como la contracción, fluencia y cambios térmicos y el potencial de degradación del material.

La elección del sistema estructural debe estar en consonancia con las normativas de construcción en vigor. Esto podría implicar la necesidad de adherirse a directrices específicas sobre cargas, resistencia al fuego y otras reglamentaciones locales.

Más allá de las directrices generales de (American Concrete Institute Committee 318, 2011) sobre resistencia y capacidad de servicio, las estructuras de estacionamiento se enfrentan a condiciones ambientales particulares que requieren un enfoque especializado en el recubrimiento de concreto y la prevención de fisuras.

Los límites exteriores de la estructura, así como áreas cercanas en el interior que tengan diferencias de altura de al menos 30 centímetros, deben estar equipados con una barrera de contención para vehículos con una altura mínima de 60 centímetros. Esta barrera debe ser capaz de resistir cargas horizontales apropiadas. Es crucial señalar que los topes para ruedas no se consideran como una barrera de contención para vehículos.

2.3.7. Materiales.

2.3.7.1. Concreto.

En la mayoría de las edificaciones destinadas a estacionamiento, el concreto cumple múltiples roles ya que es fundamental en la estructura, se emplea en las superficies que soportan el tránsito de vehículos y también ayuda a prevenir la corrosión. Específicamente, un concreto con propiedades de baja permeabilidad es crucial para minimizar el riesgo de corrosión del acero embebido, ya que ofrece resistencia a la absorción de factores corrosivos como el agua, el cloruro y el oxígeno (ACI 362-12, p. 6). Este enfoque multifacético del concreto en las estructuras de estacionamiento subraya la necesidad de una planificación y diseño meticulosos. La selección del tipo de concreto y su tratamiento puede tener un impacto significativo no solo en la durabilidad de la estructura, sino también en los costos a largo plazo relacionados con el mantenimiento y las reparaciones.

2.3.7.2. Refuerzo no pretensado y accesorios de refuerzo.

Es crucial que el refuerzo en las losas y bridas de una estructura de estacionamiento tenga un tratamiento uniforme, ya sea que esté recubierto o no. Esto es especialmente importante cuando se trata de minimizar el riesgo de corrosión a gran escala (Virmani et al., 1983). Además, los recubrimientos aplicados al refuerzo afectan las longitudes de desarrollo de tensión y deben ser evaluados según la normativa ACI 318-11. Se deben seguir varias especificaciones ASTM y ACI para garantizar que el refuerzo, ya sea recubierto o sin recubrimiento, cumpla con los estándares requeridos (ACI 362-12, p. 8).

2.3.7.3. Elementos integrados.

Los componentes que están en contacto directo con el hormigón deben ser elegidos cuidadosamente para evitar la corrosión. Esto es especialmente cierto si hay riesgo de corrosión por contacto entre dos metales diferentes. Varios métodos, como el uso de inhibidores de corrosión o selladores, pueden ofrecer protección adicional contra la corrosión inducida por cloruros. Evitar la conexión eléctrica directa entre metales disímiles es fundamental para prevenir la corrosión (Slater 1983; Bentur et al. 1997). Asimismo, se debe evitar empotrar conductos metálicos en hormigón debido al potencial de debilitamiento estructural y deterioro (ACI 362-12).

Es vital considerar la calidad y el tipo de materiales empotrados en el concreto de una estructura de estacionamiento, no sólo por razones de durabilidad sino también por implicaciones de seguridad. La negligencia en este aspecto podría comprometer la integridad estructural a largo plazo y resultar en costos elevados de mantenimiento y reparación.

2.3.7.4. Barreras y barandillas para vehículos.

El IBC 2009 establece requisitos para las barreras que deben resistir un impacto vehicular. Específicamente, dichas barreras deben poder soportar una carga mínima de

6000 libras o 27 kN, y este peso debe ser aplicado en una elevación específica determinada por las regulaciones locales. La carga debe ejercerse en una forma horizontal y en dirección perpendicular a la barandilla, la cual, a su vez, debe estar adecuadamente fijada para transferir la carga al soporte principal (ACI 362-12, p .5).

2.4. ANÁLISIS SISMO RESISTENTE

Las estructuras de hormigón armado en Ecuador están reguladas por las pautas específicas de la (NEC-SE-DS, 2015). Este marco normativo no solo establece criterios de diseño estructural, sino que también pone un énfasis particular en medidas de seguridad sísmica. Dicho marco es vital para asegurar que las edificaciones de hormigón armado, incluidos los edificios de estacionamiento, cumplan con altos estándares de resistencia, durabilidad y seguridad frente a eventos sísmicos en el territorio ecuatoriano. Estas consideraciones normativas son fundamentales para el diseño robusto y la evaluación sísmica precisa de cualquier edificio de parqueo que aspire a ser tanto funcional como seguro.

Resulta indispensable considerar las recomendaciones y requisitos planteados por las normativas; el (ACI 318-19), provee directrices rigurosas y criterios de diseño que abarcan desde los fundamentos estructurales hasta las consideraciones más avanzadas en seguridad sísmica. Por otro lado, el (ACI 362-12) se enfoca más específicamente en el diseño y construcción de edificios de estacionamientos de concreto, cubriendo aspectos desde la selección del material hasta la integridad estructural.

2.4.1. Clasificación de Cargas.

De acuerdo con la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015), en la sección NEC-SE-CG, las cargas que influyen en el diseño estructural de una edificación se dividen en diversas categorías que deben considerarse para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras. A continuación, se describen estas categorías:

2.4.1.1. *Carga Muerta.*

Se refieren al peso propio de la estructura, incluidos los elementos constructivos como columnas, vigas, paredes y losas, así como cualquier otro elemento que sea una parte fija e inamovible de la edificación. Estas cargas son constantes a lo largo del tiempo y proporcionan una base para calcular cómo se comportará la estructura bajo condiciones adicionales de carga.

Tabla 4

Materiales (estructurales y no estructurales).

Materiales	Peso Unitario
B. Piedras Artificiales	kN/m ³
Hormigón Simple	22
Hormigón Armado	24
Bloque hueco de hormigón	12
G. Contrapisos y Recubrimientos	kN/m ²
Contrapiso de hormigón simple	1.2
Instalaciones	0.5

Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015, p. 21).

2.4.1.2. *Cargas Vivas.*

La sobrecarga de uso es el peso adicional que proviene de los ocupantes, muebles, vehículos u otros elementos móviles. Estas cargas pueden variar con el tiempo y según el uso del edificio. La (NEC-SE-CG, 2015) nos dice que los niveles destinados al aparcamiento de vehículos o áreas del edificio específicas para este fin deben estar diseñados para resistir ya sea cargas vivas distribuidas de manera uniforme, según se detalla en la Tabla 5, o para las siguientes cargas concentradas:

Tabla 5

Cargas vivas: sobrecargas mínimas.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2.0 ^{a, b}	
Camiones y buses		a,b

^a Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:

- Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y
- Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.

^b Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.

Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015, p. 28).

2.4.1.3. Cargas de Sismos.

Estas cargas de acuerdo con la (NEC-SE-CG, 2015) menciona que están vinculadas a eventos imprevistos pero significativos, como terremotos. Dado que Ecuador es una región sísmicamente activa, es crucial incluir estas cargas en el diseño estructural para asegurar que el edificio pueda resistir las fuerzas impuestas por un evento sísmico sin sufrir un colapso catastrófico.

2.4.1.4. Cargas de Permanente.

Las cargas estáticas, también conocidas como cargas muertas, incluyen el peso de todos los componentes estructurales fijos del edificio. Esto abarca elementos como paredes, muros, revestimientos, así como sistemas eléctricos, mecánicos y de plomería, además de cualquier equipo que forme parte integral y permanente de la edificación (NEC-SE-CG, 2015).

2.4.1.5. Cargas de Accidentales.

Dentro de las cargas accidentales la (NEC-SE-CG, 2015) especifica que están relacionadas con eventos inesperados como terremotos, incendios, impactos de vehículos y explosiones, entre otros. Estos sucesos pueden ejercer una fuerza significativa sobre la estructura en un corto lapso de tiempo, lo que podría resultar en daños serios. Por lo tanto, es esencial implementar medidas preventivas adecuadas para minimizar el riesgo de daño estructural significativo.

2.4.1.6. Cargas de Variables.

Las (NEC-SE-CG, 2015) también nos dice que las cargas adicionales empleadas en la evaluación estructural varían según la finalidad de la edificación. Incluyen el peso de los ocupantes, el mobiliario, equipos y objetos que sean móviles o provisionales, bienes en movimiento y otros factores similares.

2.4.1.7. Combinaciones de Carga.

Las combinaciones de cargas se refieren a la superposición de diferentes tipos de cargas como las mencionadas en los anteriores ítems. Estas combinaciones tienen como objetivo asegurar que la estructura mantenga un margen adecuado de seguridad y funcionalidad ante las variadas condiciones de carga a las que podría estar expuesta durante su vida de servicio.

Tabla 6

Combinaciones básicas.

Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2D + 1.6L + 0.5 max (Lr, S, R)
Combinación 3	1.2D + 1.6 max (Lr, S, R) + max (L,0.5W)
Combinación 4	1.2D + 1W + L + 0.5 max (Lr, S, R)
Combinación 5	1.2D + 1E + L + 0.2S
Combinación 6	0.9D + 1W
Combinación 7	0.9D + 1E

Nota. Obtenido de (NEC-SE-CG, 2015, p. 19).

El significado de cada simbología con respecto a la anterior tabla según la (NEC-SE-CG, 2015) es:

D: Carga Muerta o Permanente

E: Carga de sismo

L: Carga Viva o Sobrecarga

Lr: Sobrecargas de cubierta

S: Carga de granizo

W: Carga de Viento

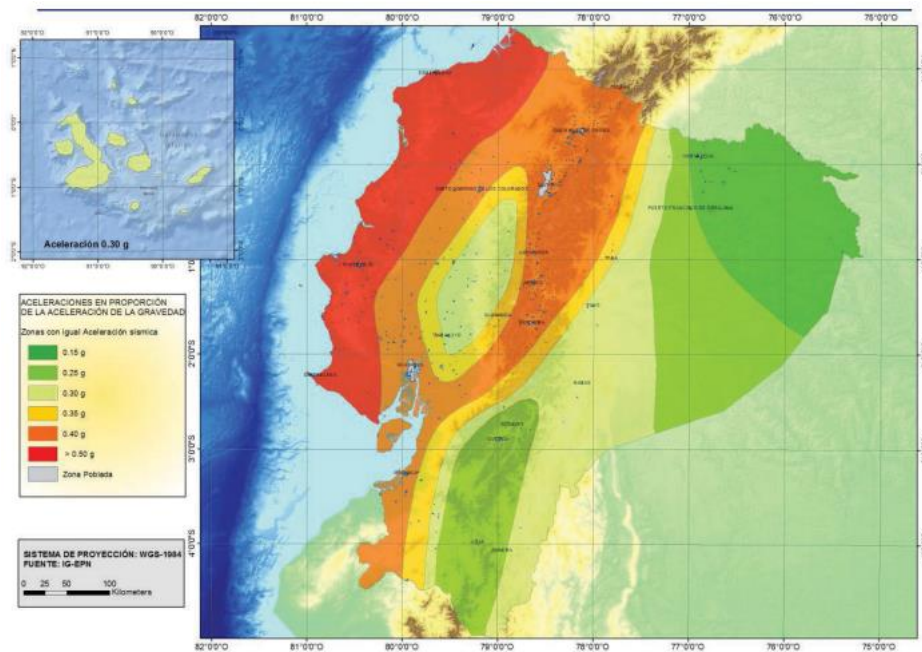
2.5. PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR Y EFECTOS SÍSMICOS LOCALES

2.5.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.

Para facilitar la determinación del valor de Z, Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z se incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente (NEC-SE-DS, 2015). En el contexto de nuestro estudio, centrado en la región de Santa Elena, la tabla nos proporciona directamente un valor de Z de 0.5, que es el que adoptamos en nuestro análisis.

Figura 3

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.



Nota. Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015, p. 27).

El diseño sísmico se basa en una cartografía específica que se deriva de investigaciones sobre el riesgo sísmico, considerando un 10% de probabilidad de superación en un lapso de 50 años (o un período de retorno de 475 años). Este mapeo establece un límite máximo de 0.50 g para la aceleración sísmica en terrenos rocosos de la costa ecuatoriana, identificando esta región como Zona VI (NEC SE-DS, 2015).

Tabla 7

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015, p. 27).

2.6. GEOLOGÍA LOCAL

2.6.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

En la NEC SE-DS, los criterios para clasificar los perfiles de suelo se basan en las características de los primeros 30 metros de la superficie. Para los perfiles categorizados como A, B, C, D y E.

Tabla 8

Tipos de perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, pp. 29-30).

2.6.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Factores de amplificación de aceleración y desplazamiento utilizados en el diseño estructural y están relacionados con el perfil del suelo aplicados para tener en

cuenta cómo el suelo en un sitio específico puede influir en la respuesta sísmica de una estructura.

2.6.2.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a).

El coeficiente de amplificación de aceleración tiene en cuenta cómo el suelo en un sitio específico puede amplificar o disminuir la aceleración del suelo durante un terremoto en comparación con la aceleración del suelo "roca" o del suelo firme.

Tabla 9

Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 31).

2.6.2.2. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d).

El coeficiente F_d indica cómo el suelo puede afectar el desplazamiento sísmico relativo entre la parte superior y la base de una estructura.

Tabla 10*Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 32).**2.6.2.3. Comportamiento no lineal de los suelos (F_s).**

El coeficiente F_s se relaciona con el espectro de desplazamiento y se utiliza en el diseño sísmico para calcular el desplazamiento máximo esperado de una estructura debido a un terremoto.

Tabla 11*Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

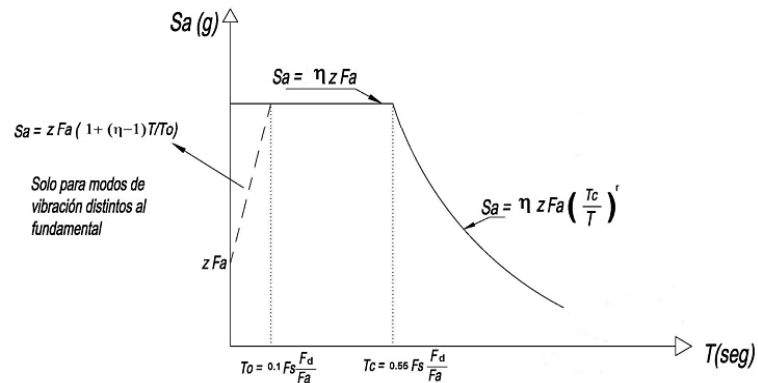
Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 32).

2.7. COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

La aceleración S_a en el espectro de respuesta elástica se calcula para el nivel de sismo designado para el diseño.

Figura 4

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 33).

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

2.7.1. Ecuaciones del espectro de respuesta elástico

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a; \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.7.1.1)$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \text{ Para } T > T_c \quad (2.7.1.2)$$

- ✓ η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

Tabla 12

Valores de la razón espectral.

η	REGIÓN
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Nota. Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015, p. 34).

- ✓ r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Tabla 13

Factor r usado en el espectro de diseño elástico.

r = 1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
R = 1.5	Para tipo de suelo E

Nota. Factor r cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015, p. 34).

2.8. METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.8.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

El objetivo del coeficiente I es aumentar las exigencias sísmicas en el diseño de edificios que, debido a su función o importancia, deben mantenerse en funcionamiento o experimentar daños mínimos durante y después de un terremoto (NEC SE-DS, 2015).

Este coeficiente pone énfasis en la necesidad de considerar no solo la integridad estructural, sino también la operatividad post-sísmica de edificaciones para asegurar su rendimiento incluso en condiciones adversas.

Tabla 14

Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 39).

2.8.2. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

En términos adicionales, este enfoque subraya la importancia de diseñar zonas de "debilidad controlada" en la estructura, donde se espera que ocurran fallos en un evento sísmico. Al hacerlo, se puede asegurar que el resto de la estructura permanezca más intacta, lo que es crucial para la seguridad y la funcionalidad post-sísmica del edificio.

Dado que se pretende estudiar una estructura de sistema dúctil, en la siguiente tabla veremos los coeficiente R estipulados en la NEC-15.

Tabla 15

Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. Adaptado de la Tabla 15 y 16 de (NEC-SE-DS, 2015, pp. 64-65).

2.8.3. Límites permisibles de las derivas de los pisos.

Para regular los desplazamientos laterales, la (NEC-SE-DS, 2015) especifica que, en una edificación de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, la deriva no debe superar el 2% del total, aparte de las regulaciones descritas en la sección 6.3.9 de esta normativa.

2.8.4. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM).

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E \quad (2.8.4.1)$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = Factor de reducción de resistencia.

Tomando en cuenta que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

2.8.5. Cortante basal de diseño.

La fuerza cortante basal de diseño es el total acumulado de las cargas laterales que actúan en la base de la edificación. Esta fuerza se calcula a partir del efecto del sismo previsto, ajustado según sea necesario, todo ello conforme a las pautas de la norma actual.

$$V = \frac{I \cdot Sa \cdot (Ta)}{\phi_p \cdot \phi_E \cdot \phi_P} \quad (2.8.5.1)$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕP y ϕE: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño W Carga sísmica reactiva.

Ta: Período de vibración.

2.8.6. período de vibración T.

Es una estimación inicial sólida que ayuda en la determinación de las fuerzas sísmicas que influirán en la edificación y en su consecuente diseño estructural. Se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (2.8.6.1)$$

Dónde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n^α = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Período de vibración.

Para:

Tabla 16

Coefficiente C_t y α de acuerdo con el tipo de estructura.

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.05	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.75

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 62).

2.8.7. Configuración estructural.

Como señalan (Baque De Los Santos & Suárez Rodríguez, 2021) las edificaciones pueden variar en cuanto a su diseño arquitectónico y estructural, mostrando una diversidad que va desde diseños simples hasta cambios drásticos en su forma y distribución en altura. Por lo tanto, la variedad en los tipos y formas de diseño es una característica inherente a la arquitectura y la ingeniería estructural, lo que permite adaptar los edificios a diferentes necesidades y contextos.

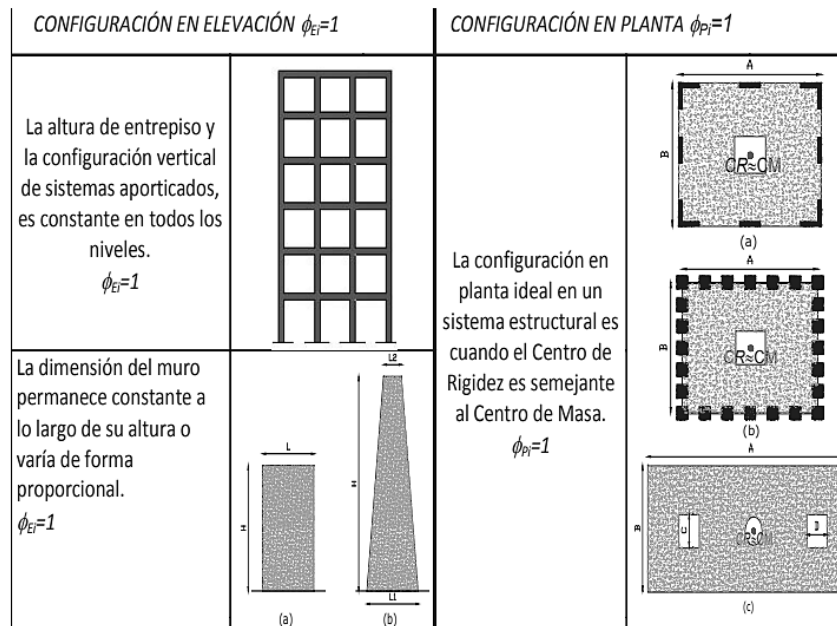
2.8.7.1. Estructura regular

De acuerdo con (NEC-SE-DE, 2015) una estructura se clasifica como regular en términos de su configuración en planta y elevación cuando no exhibe ninguna de las condiciones de irregularidad presentes en la sección 5.2.2 de dicha norma.

Por consiguiente, se muestran las configuraciones recomendadas para la estructura en la siguiente figura.

Figura 5

Configuraciones estructurales recomendadas.



Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p.48).

2.8.7.2. Estructura irregular

Por otro lado, la NEC-SE-DS no dice cuando se trata de estructuras que presenten irregularidades, ya sea en su distribución en planta o en su altura, se aplicarán los coeficientes de configuración estructural. Estos coeficientes se utilizan para ajustar el diseño y considerar estas irregularidades, que pueden resultar en un rendimiento estructural deficiente en caso de un terremoto.

Para realizar una clasificación precisa de las diversas irregularidades definidas en la NEC-SE-DS se debe revisar la sección 5.2.3 en donde se detallan los tipos de irregularidades que son más comunes en las estructuras de construcción. Además, esta sección proporciona coeficientes que deben considerarse en el análisis de resistencia sísmica en relación con las irregularidades en planta y altura.

2.9. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Los resultados surgen de la integración de los niveles de desempeño tanto estructural como no estructural, (FEMA 356, 2000, p. 1-13) establece 4 niveles de desempeño y control de daños para las estructuras:

Tabla 17

Control de daño y niveles de desempeño para edificios.

Niveles y control de daños en el desempeño estructural				
	Prevención al colapso (5-E)	Nivel de desempeño		
		Seguridad de vida (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
General	La estructura muestra una baja rigidez y escasa resistencia restante, a pesar de que las columnas y muros de carga siguen funcionando. Se observan importantes deformaciones permanentes, con algunas salidas bloqueadas. En este estado, el edificio se encuentra al borde del colapso.	En todos los pisos, se conserva cierta rigidez y resistencia residual. Se pueden apreciar fallas en muros dentro de su plano y parapetos inclinados, además de algunas deformaciones permanentes. Las paredes divisorias muestran daño, pero el edificio es económicamente reparable en este estado.	No hay deformación permanente, y la estructura conserva su rigidez y resistencia iniciales. Hay grietas pequeñas en las fachadas, paredes divisorias, techos y elementos estructurales. Los ascensores siguen funcionando.	No se observa deformación permanente, y la estructura conserva su resistencia y rigidez iniciales. Se encuentran grietas menores en fachadas, paredes divisorias. Todos los sistemas clave para una operación normal están operativos.
No Estructural	Daño severo	Se ha reducido el riesgo de caída de objetos, pero hay daños significativos en sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.	En general, el equipo y el contenido están protegidos, pero algunos no funcionan debido a problemas mecánicos o falta de utilidad.	Se producen daños menores. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente a través de servicios de reserva.

Nota. Adaptado de (FEMA 356, 2000, p. 1-13).

Los niveles de riesgo sísmico probabilístico ampliamente utilizados (FEMA 356, 2000, p. 1-8) y sus correspondientes períodos de retorno medios (el promedio de años entre eventos de una gravedad similar) son los siguientes:

Tabla 18

Niveles de Riesgo Sísmico

Evento sísmico con probabilidad de ocurrencia	Período de retorno medio (años)
50% /50 años	72
20% /50 años	225
10% /50 años	475
2% /50 años	2475

Nota. Adaptado de (FEMA 356, 2000, p. 1-8).

2.10. ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL

El método de análisis no lineal, también conocido como "Análisis Pushover", es una técnica simplificada que estima las deformaciones estructurales durante un evento sísmico. Como se observa en la investigación de (Chopra & Goel, 2001, p. 1) especifican que las demandas sísmicas se determinan a través de un análisis estático no lineal de la estructura, en la cual esta es sometida a fuerzas laterales que aumentan gradualmente; además que esto se realiza con una distribución constante en altura hasta que se alcance un desplazamiento objetivo previamente establecido. Tanto la forma en que se distribuye la fuerza como el desplazamiento objetivo se basan en la suposición de que la respuesta de la estructura está influenciada principalmente por su modo fundamental y que la forma de este modo permanece constante a medida que la estructura cede ante la carga sísmica.

A diferencia de los análisis lineales, que asumen que la estructura responde de manera proporcional a las cargas aplicadas, el análisis Pushover toma en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y elementos estructurales. Esto lo hace más

preciso para evaluar cómo una estructura responderá realmente durante y después de un terremoto.

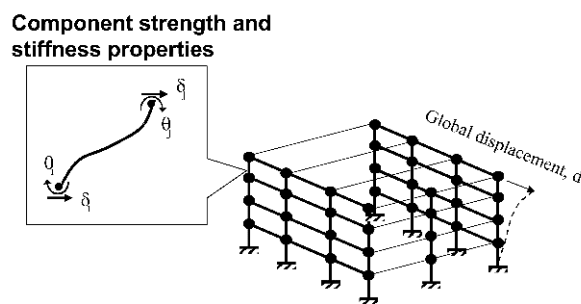
Este análisis goza de amplia popularidad y uso en el campo de la ingeniería estructural; sin embargo (Paredes Azaña, 2016, p. 23) argumenta que este método presenta ciertas restricciones. Una de las principales limitantes es que, en general, se basa en simplificaciones que solo consideran el primer modo de vibración del edificio al recibir la excitación sísmica. Es crucial en este enfoque construir una curva de capacidad estructural, que se deriva aplicando una serie de cargas horizontales incrementales sobre el edificio hasta que se alcanza el desplazamiento máximo en el último piso o la estructura colapsa.

2.10.1. Modelo estructural.

Los modelos estructurales detallados utilizados en análisis inelásticos se asemejan a los modelos de elementos finitos elásticos lineales (Fig. 6). Según (FEMA 440, 2005, p. 2-1) la distinción principal radica en que estos modelos incorporan propiedades posteriores a la elasticidad y características de deformación, además de las propiedades elásticas iniciales de los componentes.

Figura 6

Esquema de un modelo estructural inelástico tridimensional detallado desarrollado a partir de las propiedades de los componentes



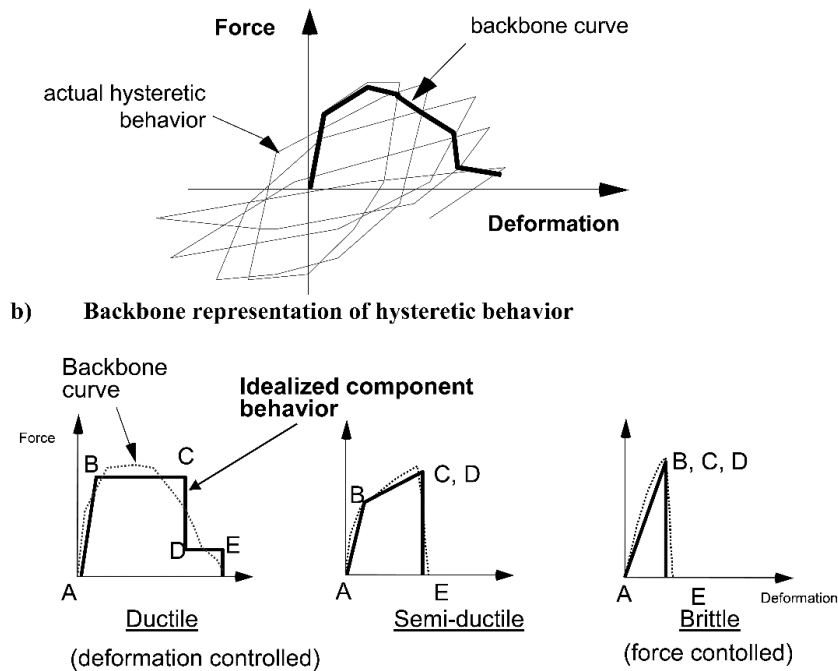
Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-2).

A pesar de la minuciosidad de estos modelos, introducen inevitablemente aproximaciones y las correspondientes incertidumbres en el proceso de análisis. En la mayoría de los casos de análisis inelásticos, se prefiere basar el modelo en la estimación más precisa de las propiedades previstas de la estructura. Esto conduce a resultados generales que representan estimaciones de valores centrales (como la mediana o la media) de los parámetros de demanda de ingeniería, minimizando cualquier sesgo. Luego, el ingeniero puede interpretar los resultados de manera apropiada teniendo en cuenta todas las incertidumbres involucradas y la decisión específica en consideración (FEMA 440, 2005, p. 2-2).

Generalmente se emplean estimaciones derivadas de resultados de pruebas en análisis teóricos como podemos observar en la figura 7.

Figura 7

Relaciones fuerza-deformación idealizadas a partir del comportamiento histórico en sus diferentes estados



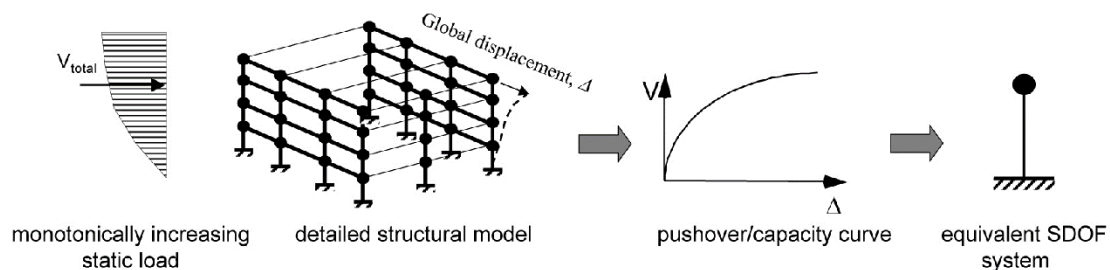
Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-3).

Las curvas de "empuje" o "capacidad" simplifican modelos estructurales detallados y son la base de procedimientos estáticos no lineales. Se generan aumentando gradualmente la carga total en un modelo estructural y se utilizan para obtener relaciones fuerza-deformación no lineales a nivel global (FEMA 440, 2005, p. 2-2).

Fuentes como (FEMA 356, 2000) ofrecen tablas que compilan esta información vital. En una gran cantidad de escenarios, es crucial que tanto los elementos estructurales como los aspectos geotécnicos de los cimientos sean incorporados en el modelo de análisis,

Figura 8

Esquemas que representan el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva Pushover/capacidad.



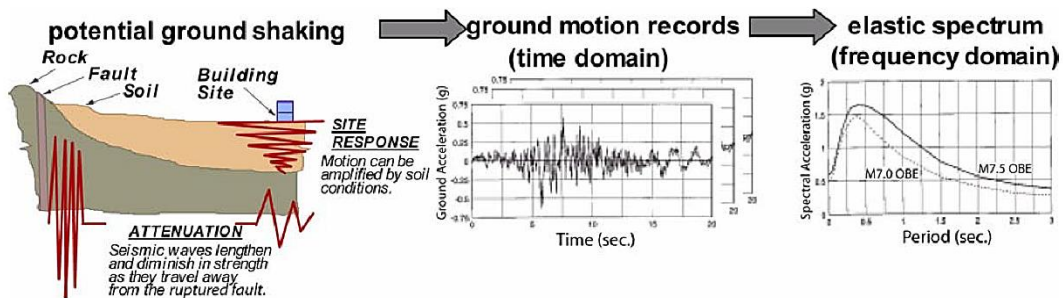
Nota. Se puede apreciar como una carga estática incrementa gradualmente creando una curva de capacidad del modelo estructural a nivel global para determinar la respuesta de la estructura en términos de fuerza y desplazamiento. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-4).

2.10.2. Caracterización del Movimiento Sísmico del Suelo.

Durante un terremoto, la intensidad, la fase y la composición de las vibraciones sísmicas están mayormente influenciadas por las características de la fuente, como su magnitud, cómo se rompe y la orientación de la falla en relación con el lugar. Además, la manera en que se atenúan las ondas sísmicas al propagarse desde la fuente hasta el sitio y los efectos locales del lugar también afectan las características del movimiento (FEMA 440, 2005).

Figura 9

Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y diversas formas de representar gráficamente las vibraciones del suelo.



Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-5).

La fuente del terremoto, la atenuación de las ondas sísmicas y los efectos del sitio, (ilustrados en el primer esquema de la Figura 9), influyen en la naturaleza de la vibración del suelo, tal como se muestra en los registros de movimiento del suelo. Estos registros de movimiento del suelo permiten crear espectros de respuesta elástica (como se muestra en el segundo esquema de la Figura 9), que establecen la relación entre la máxima respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento) durante el historial de respuesta de un oscilador de un solo grado de libertad y la frecuencia, o más frecuentemente el período, del oscilador, para un nivel de amortiguamiento específico. Por lo general, se emplean las coordenadas espectrales de respuesta para evaluar la demanda sísmica en el diseño estructural (FEMA 440, 2005).

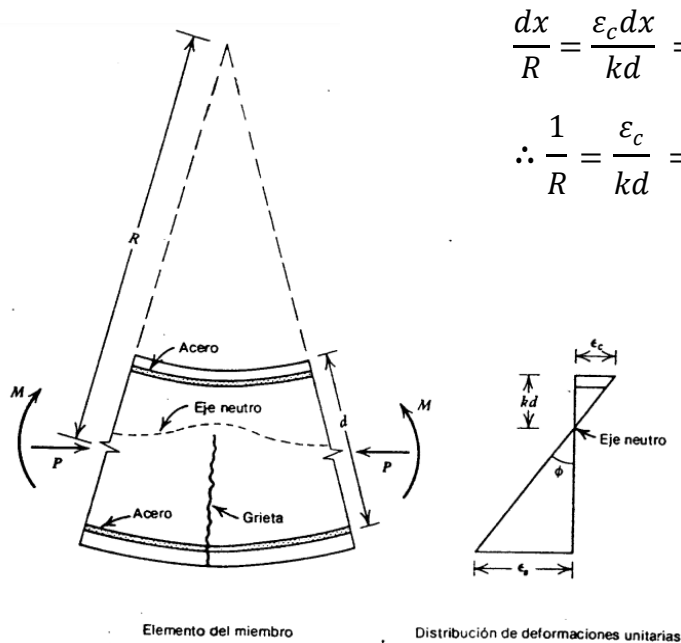
2.10.3. Momento curvatura.

Es esencial en el análisis no lineal conocer las relaciones entre el momento y la curvatura de las secciones de los elementos estructurales que permiten saber la capacidad de ductilidad en función de la curvatura, la capacidad máxima a flexión del elemento (M_u), y permiten la comparación de estas cantidades con las demandas estructurales existentes (Aguilar, 2003, p. 4).

En la figura 10 propuesta por Park y Paulay, se representa un componente estructural de hormigón armado que inicialmente se encuentra en posición recta, con momentos extremos y fuerzas axiales. En el que se considera un segmento pequeño de longitud dx del miembro, y se utiliza la notación que se presenta en la figura.

Figura 10

Deformación de un miembro a flexión.



$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)}$$

Nota. Tomado de (Park & Paulay, 1978, p. 203).

La rotación por unidad de longitud del miembro $1/R$ se encuentra expresada mediante la curvatura, que se representa con el símbolo φ .

Indicando que esta curvatura se relaciona directamente con el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento.

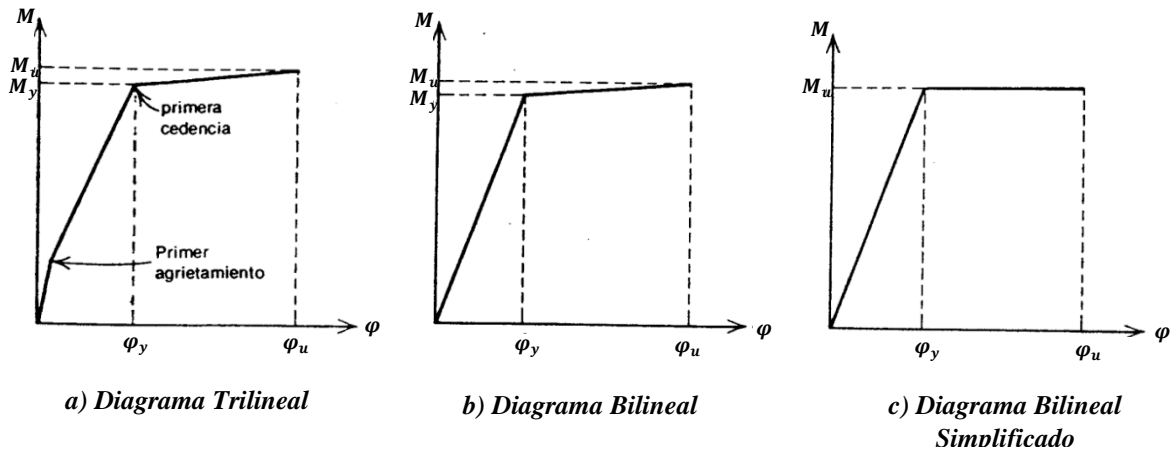
$$\varphi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad (2.10.3.1)$$

2.10.3.1. Determinación teórica de la relación momento – curvatura

Park y Paulay emplean la relación ($M - \varphi$) para secciones de estructuras de concreto reforzado y carga axial, basándose en su ubicación similar a la utilizada para determinar la resistencia a la flexión. Esta relación asume que las secciones planas, antes y después de la flexión, se mantienen planas y que se dispone de información sobre las curvas de esfuerzo-deformación del concreto y el acero.

Figura 11

Curvas de la relación entre momento - curvatura para una sección simplemente reforzada que experimenta falla por tensión.



Nota. Las Figuras 11a y 11b indican curvas típicas de cómo varía el esfuerzo - deformación para el acero y el concreto, en la Figura 11c se presenta una sección de concreto reforzado sometida a cargas axiales y flexión. Tomado de (Park & Paulay, 1978, p. 206).

2.10.4. Rótulas Plásticas.

Las rótulas plásticas se describen como mecanismos que se encuentran en áreas específicas de los elementos estructurales y que tienen la capacidad de disipar energía, esto permite redistribuir las fuerzas y, en consecuencia, mejorar el comportamiento global de la estructura (Núñez, 2018, p. 7).

La ASCE proporciona tablas actualizadas de rótulas, las cuales se aplican de manera integral para diversos parámetros y criterios relacionados con columnas y vigas.

Tabla 19

Parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado.

Condiciones			Parámetros de Modelado ^a			Criterios de Aceptación ^a		
			Ángulo de Rotación Plástico (radianes)	Relación de Resistencia Residual	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)	Nivel de Desempeño		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condición i. Vigas controladas por flexión^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Trans. ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición ii. Vigas controladas por cortante^b								
Espacio de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espacio de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición iii. Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme a lo largo del tramo^b								
Espacio de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Espacio de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condición iv. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

a. Los valores entre los indicados en la tabla deben determinarse por interpolación lineal.

b. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurren para un componente dado, utilizar el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.

c. "C" y "NC" son abreviaciones para un conforme y no conforme refuerzo transversal. Un componente es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los flejes están espaciados a ≤ d/3, y si, para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia provista por los aros (Vs) es al menos 3/4 del diseño a cortante. De lo contrario el componente se considera no conforme

d. V es la fuerza cortante de diseño de NSP o NDP.

Nota. Adaptado de (ASCE 41-13, 2013, p. 192)

Tabla 20

Parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado.

Condiciones		Parámetros de Modelado ^a			Criterios de Aceptación ^a			
		a	b	c	IO	LS	CP	
Condición i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_g}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	= 0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	= 0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condición ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_g}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condición iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_g}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.045	0.06	
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.007	0.008	
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.005	0.006	
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Condición iv. Columnas controladas por un desarrollo inadecuado de empalmes a lo largo de la altura libre^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_g}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.045	0.06	
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.007	0.008	
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.005	0.006	
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0	

a. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla.

b. Véase la definición de las condiciones i, ii y iii en la sección 10.4.2.2.2. Se considera que los pilares están controlados por un desarrollo o empalmes inadecuados cuando la tensión de acero calculada en el empalme excede la tensión de acero especificada por la Ec. (10-2). Cuando se dé más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, utilice el valor numérico mínimo apropiado de la tabla.

c. Cuando $P > 0.7 A_g f'_c$, los ángulos de rotación plástica deben tomarse como cero para todos los niveles de rendimiento, a menos que el pilar tenga un refuerzo transversal consistente en flejes con ganchos de 135° espaciados $a \leq d/3$ y la resistencia proporcionada por los aros (V_s) sea al menos 3/4 del cortante de diseño. La carga axial P debe basarse en las cargas axiales máximas previstas causadas por las cargas de gravedad y sísmicas.

Nota. Adaptado de (ASCE 41-13, 2013, p. 193)

2.10.5. Método del coeficiente de desplazamiento modificados de FEMA 440.

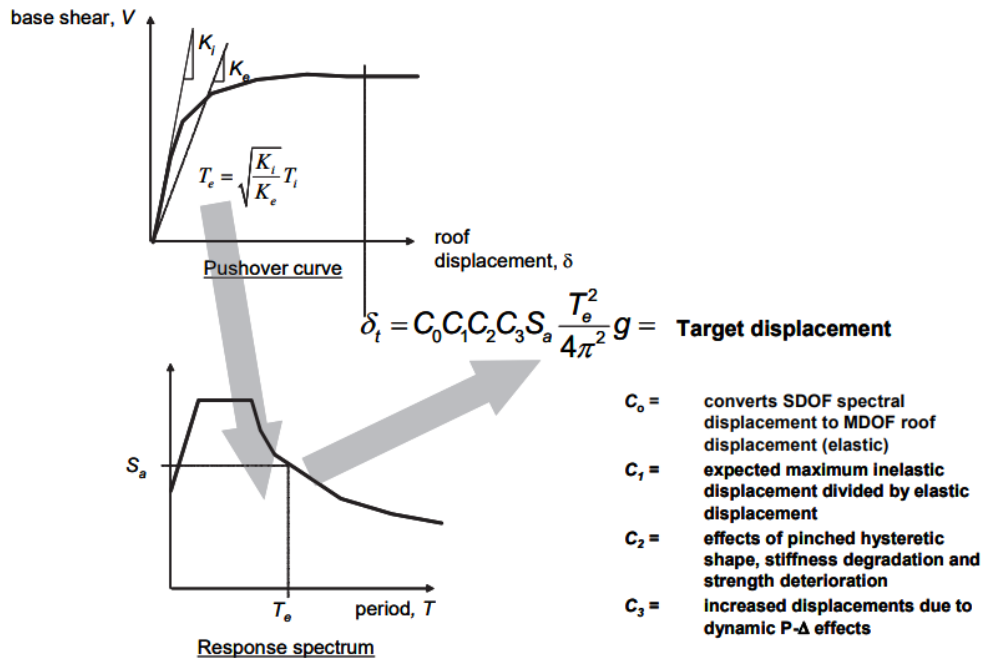
El Método de Coeficientes se establece como el enfoque principal para llevar a cabo análisis estáticos no lineales según lo presentado en FEMA 356. Este procedimiento implica una modificación de la respuesta elástica lineal del sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), lograda a través de la multiplicación por una serie de coeficientes, que van desde C_0 hasta C_3 reconociendo que diferentes niveles pueden contribuir de manera significativa a la respuesta sísmica general. Esto tiene como propósito estimar el desplazamiento global máximo, considerando tanto el desplazamiento elástico como el inelástico, y se le denomina como desplazamiento objetivo.

Se recurre al análisis modal espectral para obtener los modos de vibración y los periodos fundamentales de la estructura. Estos modos se emplean posteriormente en el cálculo de los coeficientes sísmicos ajustados. Cabe mencionar que este método resulta especialmente valioso en la evaluación de la capacidad sísmica de edificaciones ya existentes, ya que tiene en cuenta las particularidades específicas de cada estructura.

En la figura 12 se aprecia una representación de FEMA 440 donde el proceso comienza mediante el uso de una curva fuerza-deformación idealizada, conocida como la curva de empuje. Para determinar un período efectivo, denominado T_e , se parte del período inicial T_i , empleando un método gráfico que tiene en cuenta cierta pérdida de rigidez al cambiar del comportamiento elástico al inelástico. Al representar este período efectivo en un espectro de respuesta elástica que muestra la relación entre la aceleración máxima S_a y el período T en función del movimiento sísmico, se puede identificar la máxima respuesta de aceleración para el oscilador (FEMA 440, 2005, p. 2-9).

Figura 12

Método de Coeficientes de modificación de desplazamiento para estimar el desplazamiento objetivo en función de un espectro de respuesta específico y un período efectivo, T_e .



Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-10).

2.10.6. Método de equivalencia de Capacidad - espectro Linealización según ATC-40.

El amortiguamiento que se produce cuando una estructura experimenta movimientos sísmicos en su rango inelástico se compone de dos componentes. Uno de ellos es el amortiguamiento viscoso, que es intrínseco a la estructura y generalmente se establece en un 5%. El otro componente es el amortiguamiento histórico, representado por β_0 , que se relaciona con el área dentro de los lazos que se forman al graficar la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura. Este amortiguamiento histórico es una parte importante del comportamiento de la estructura en respuesta a movimientos sísmicos en el rango inelástico (ATC - 40, 1996).

El amortiguamiento viscoso equivalente, β_{eq} puede ser representado como

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.1.3.1)$$

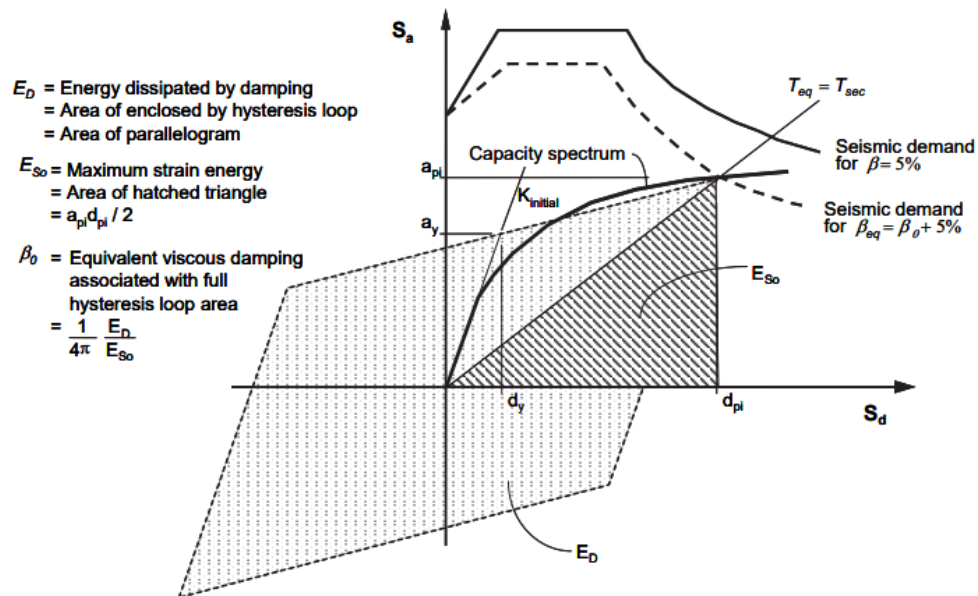
El amortiguamiento histérico, β_0 , puede ser calculado como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.1.3.2)$$

La idea principal detrás de las técnicas de linealización equivalente es estimar la deformación inelástica máxima de un sistema no lineal a partir de un sistema elástico lineal con características modificadas. El Método de Espectro de Capacidad en ATC-40 inicia con la generación de una curva de fuerza-deformación. Ver figura 13.

Figura 13

Método de Espectro de Capacidad utilizando técnicas de linealización equivalente según ATC-40.



Nota. Tomado de (FEMA 440, 2005, p. 2-13).

El Método de Espectro de Capacidad mediante linealización equivalente es un enfoque que se asemeja al Método de Coeficientes de FEMA 356. Convierte los resultados en un formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) y crea una curva de capacidad para la estructura. Este método asume que el amortiguamiento equivalente es proporcional al área bajo la curva de capacidad y busca el desplazamiento inelástico máximo de manera iterativa. También establece límites al amortiguamiento equivalente para tener en cuenta la degradación de la resistencia y rigidez (FEMA 440, 2005, pp. 2-13).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El tipo y nivel de investigación corresponden a las primeras consideraciones que se deben tomar en cuenta para la investigación para el diseño metodológico de las variables de estudio, es importante seleccionar el tipo y nivel adecuados para abordar de manera efectiva una pregunta de investigación o un problema específico.

3.1.1. Tipo de investigación.

El proyecto de investigación se clasificaría como una investigación de tipo aplicada, La Investigación aplicada se centra en la resolución de problemas o planteamientos específicos, orientándose hacia la búsqueda y consolidación del conocimiento con el propósito de su aplicación práctica (Lozada J. 2014). El estudio se enfoca en la observación y evaluación de una estructura sometida a condiciones sísmicas mediante el uso de análisis no lineal Pushover y análisis lineal para analizar y comprender el comportamiento de la estructura mediante simulaciones que representen su entorno natural o condiciones reales.

3.1.2. Nivel de Investigación.

Siguiendo la perspectiva de Ramos-Galarza (2020) y dado que el estudio incluye un análisis no lineal Pushover y un análisis lineal de la estructura, podría considerarse como una investigación que abarca varios niveles, como el exploratorio que incluye el análisis detallado del comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas y el nivel descriptivo que enfoca en proporcionar a detalle su comportamiento y explicando los mecanismos subyacentes, podría considerarse una investigación mixta

o integrada que combina diferentes enfoques para obtener una comprensión más completa del desempeño sísmico de la estructura.

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método.

Con el propósito de obtener resultados, según lo indicado por Rodríguez Jiménez y Pérez Jacinto (2017) se emplea el método deductivo directo, el cual se basa en la lógica y razonamiento formal que extrae el conjunto de premisas comprobadas en una conclusión verdadera, ya que aplicando los métodos conocidos de análisis lineal y no lineal se comprobará la hipótesis de desempeño sísmico de la estructura.

3.2.2. Enfoque.

La investigación utiliza un enfoque determinístico y cualitativo que implica un análisis y basado en datos medibles para evaluar la respuesta de la estructura ante eventos sísmicos que consiste en la recopilación y el análisis de datos numéricos. En este estudio, aplicando principios de análisis estructural que implica mediciones y cálculos numéricos para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura, siendo ambas metodologías métodos cuantitativos que implican la recopilación de datos numéricos y la generación de resultados tienen un orden cualitativo.

3.2.3. Diseño de la investigación.

La investigación enmarca características para ser determinada como un diseño de estudio de caso, donde implica la observación detallada de un caso o entidad específica para comprender su comportamiento en un contexto real. Aunque se realizan análisis estructurales, estos análisis se basan en la observación y recopilación de datos de una única entidad en su entorno natural.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población.

La población se refiere a un grupo de individuos o elementos determinados que son el foco de interés en una investigación del cual se puede llevar a cabo la selección de la muestra y de los cuales se busca obtener conocimiento Miranda et al. (2016). En este caso la población serán aquellas estructuras destinadas para parqueo en el Cantón Santa Elena y las que se encuentren en áreas geográficamente similares.

3.3.2. Muestra.

Consiste en una parte de eventos o elementos que conforman la población bajo estudio y que son accesibles y pueden ser incluidos en el estudio. En otras palabras, se realiza una elección que resulta adecuada y viable en relación con el tema de investigación (López P. L., 2004, pp. 69-74).

En la presente investigación la muestra a estudiar es una edificación de 4 plantas destinada para parqueadero implementada en el Cantón Santa Elena.

3.3.3. Muestreo.

El muestreo se fundamenta en un diseño estructural implementado en el Cantón Santa Elena tomado como muestra para el estudio de desempeño sísmico en función de las condiciones geográficas.

3.4. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del estacionamiento multinivel abarca una superficie total de 750 m², distribuida en cuatro pisos. Cada uno de estos pisos tiene una altura de techo de 3 metros y en la sobrecubierta una altura de 2.7 m. Esta estructura ha sido concebida para optimizar la eficiencia del espacio y garantizar la seguridad y la comodidad para los usuarios. Además, se ha prestado especial atención a la accesibilidad y la facilidad de circulación, tanto para vehículos como para peatones; Véase la figura 14.

Figura 14

Modelo arquitectónico para el edificio de parqueo.

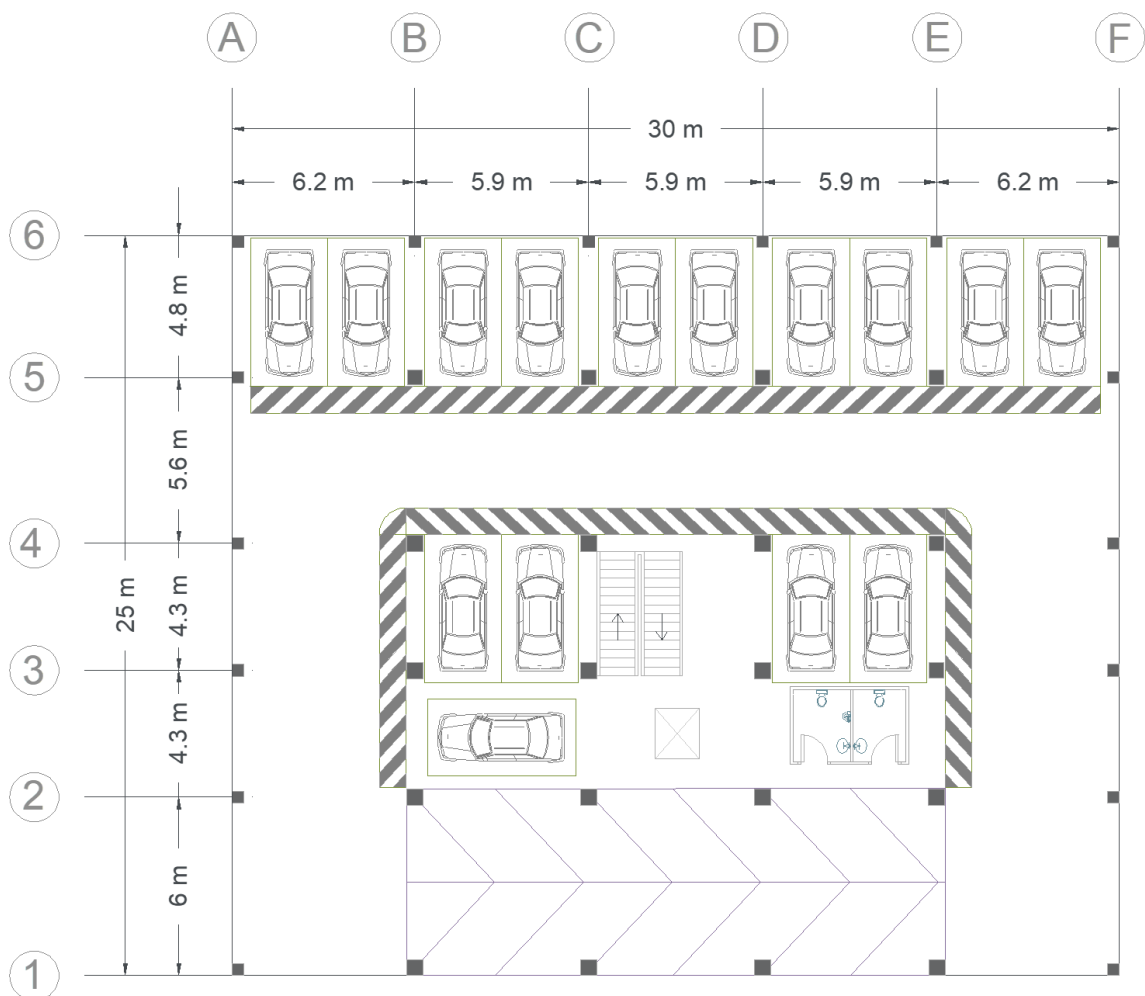


Tabla 21*Distancias en dirección X e Y de la estructura.*

NIVEL	DIRECCIÓN Y (N-S)	DIRECCIÓN X (E-O)
1 2 3 4	Luces de 6 + 4.3 + 4.3 + 5.6 + 4.8	Luces de 6.2 + 3 * 5.9 + 6.2
Total, en dirección X, Y	Longitud = 25 m	Longitud = 30m

3.5. DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.5.1. Especificaciones Estructurales y Elementos de Diseño Arquitectónico.

La estructura de hormigón armado está compuesta por pórticos, Las columnas estructurales cuentan con una altura entrepisos de 3 metros con un total de 36 columnas principales, las 4 plantas están destinadas para uso de garaje. Para redimensionar los elementos estructurales se harán de acuerdo con los requerimientos de NEC-2015 y ACI 318 y se consideran las propiedades de la tabla siguiente:

Tabla 22*Propiedades del hormigón y acero de refuerzo.*

DATOS		
F'c	280	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²

- ✓ Se determina el uso ocupacional para los 4 niveles para el diseño de elemento.

Tabla 23*Uso ocupacional por piso.*

NIVEL	USO OCUPACIONAL
PB-1-2-3-4	Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)

Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).

3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.

3.6.1. Predimensionamiento de losa.

De acuerdo con ACI 318–14, para calcular el predimensionamiento de una losa en 2 direcciones apoyada sobre vigas en todos sus lados se obtiene de la figura 15.

Figura 15

Espesor mínimo de losas en 2 direcciones apoyadas en todos sus lados.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , cm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		12.5	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		9	(e)

Nota. Tomado de (ACI 318-14).

Se tiene que:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5 \quad (3.6.1.1)$$

En donde α_{f1} y α_{f2} se calculan de acuerdo a:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} l_b}{E_{cs} l_s} \quad (3.6.1.2)$$

Finalmente α_{fm} se obtiene promediando los valores de α_f .

Siguiendo todos los procedimientos y requisitos que están en el capítulo 8 del código ACI 318-14 se obtienen los valores de relación de rigidez resumidos en la tabla 24:

Tabla 24

Cálculo de valores de αf obtenidos para determinar espesor mínimo de losa.

$\alpha f1$	3.27
$\alpha f2$	4.41
$\alpha f3$	4.33
$\alpha f4$	2.82
αfm	3.71
h	13.58 cm

En este caso se asume una losa maciza de $h = 15 \text{ cm}$, por lo que se toma dicho espesor para obtener una sección equivalente de 1 metro de ancho para una losa nervada.

Tabla 25

Cálculo del momento de inercia de la sección compuesta.

Sección	B	H	A	y	A*y
1	100	5	500	22.5	11250
2	10	20	200	10	2000
3	10	20	200	10	2000
			900		15250

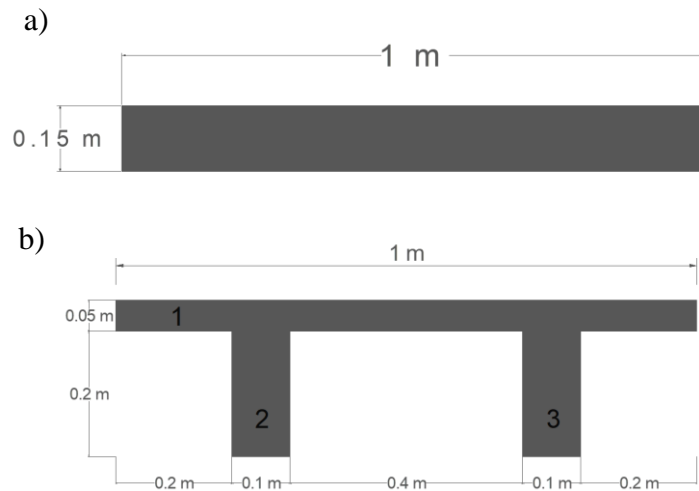
$$\underline{\underline{I_{ss} = 28125 \text{ cm}^4}} < \underline{\underline{I_{rs} = 49097.22 \text{ cm}^4}}$$

En la tabla 25 se puede observar que el momento de inercia cumple por lo tanto nuestra losa nervada es de $h = 25 \text{ cm}$ en ambos sentidos para los 4 pisos y una losa nervada de $h = 20 \text{ cm}$ para la sobrecubierta.

Para la losa de acceso vehicular se optó por dejar una losa maciza de espesor de $h = 15 \text{ cm}$.

Figura 16

Sección de losa.



Nota. Figura 16 a sección de losa maciza; figura 16 b con sección equivalente.

Para el predimensionamiento de losa se consideran los pesos unitarios de materiales frecuentemente empleados en la construcción según la (NEC-SE-CG, 2015) que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 26

Carga muerta y peso propio de losa P1-P2-P3-P4.

Materiales	Carga Uniforme P1-P2-P3 (kg/m²)	Carga Uniforme P4 (kg/m²)
Loseta	120	120
Nervios	172.8	172.8
Alivianamiento	128	128
Enlucido	50	50
Instalaciones	50	50
Barandas de protección	5	13
Recubrimientos de Pisos	120	120
Total de carga muerta	645.8	652.8

Nota. Peso propio de losa y cargas uniformes según NEC-SE-CG, 2015 y pesos típicos empleados en diseños de hormigón armado.

Tabla 27*Carga muerta y peso propio de sobrecubierta.*

Materiales	Carga Uniforme (kg/m²)
Loseta	120
Nervios	129.6
Alivianamiento	96
Enlucido	50
Instalaciones	50
Total de carga muerta	445.6

Nota. Peso propio de cubierta y cargas uniformes según NEC-SE-CG, 2015 y pesos típicos empleados en diseños de hormigón armado.

Tabla 28*Carga muerta y peso propio de losa maciza.*

Materiales	Carga Uniforme (kg/m²)
Losa maciza	360
Enlucido	50
Instalaciones	50
Recubrimientos de Pisos	120
Barandas de protección	5
Total de carga muerta	585

Nota. Peso propio de losa maciza y cargas uniformes según NEC-SE-CG, 2015 y pesos típicos empleados en diseños de hormigón armado.

De igual forma se toman las cargas vivas influenciadas por los vehículos y por su tipo de ocupación.

Tabla 29*Cargas vivas que inciden en la estructura del edificio.*

	P1-P2-P3-P4	Rampa	Cubierta
Carga viva de garaje	200 kg/m ²	200 kg/m ²	-
Carga viva de vehículos	162 kg/m ²	114 kg/m ²	-
Cubierta no accesible	-	-	70 kg/m ²
Total de carga viva	362 kg/m²	314 kg/m²	70 kg/m²

Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).

Para la determinación de carga mayorada (*WU*) por piso se aplica la combinación $1.2D + 1.6L$ que se usará para el diseño de las vigas y columnas.

Tabla 30*Cargas mayoradas.*

	Mayoración de cargas $WU = 1.2D+1.6L$ (kg/m²)			
	P1-P2-P3	P4	Rampa	Sobrecubierta
D =	645.8	652.8	585	445.6
L =	362	362	314	70
WU =	1354.16	1362.56	1204.4	646.72

3.6.2. Predimensionamiento de vigas.

Para las vigas al igual que la losa, se eligió utilizar concreto con una resistencia de 280 kg/cm². Además, se emplea carga de barandillas o barreras de seguridad en vez de paredes. Estas estructuras se instalan para prevenir accidentes.

Para el cálculo de las dimensiones se emplearán las siguientes formulas:

✓ Carga última:

$$q_u = WU \cdot Le \quad (3.6.2.1)$$

Donde:

WU : Carga mayorada

Le : Lado efectivo

✓ Momento último:

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{10} \quad (3.6.2.2)$$

Donde:

L : Longitud de la viga

✓ Altura de viga:

$$h = \sqrt{\frac{M_u}{(\phi)(b)(f'c)(\omega)(1 - 0.59(\omega))}} + rec \quad (3.6.2.3)$$

ϕ : Factor de reducción

$f'c$: Resistencia a la compresion del hormigon

ω : Cuantía de refuerzo (0.18)

El anexo D, muestra el cálculo del acero y el detalle estructural de las vigas.

Tabla 31

Predimensionamiento de vigas.

Predimensionamiento de vigas			
Ubicación			
Piso	Perimetrales (cm)	Centrales en dirección X (cm)	Centrales en dirección Y (cm)
P1	30x30	30x40	30x40
P2	30x30	30x40	30x40
P3	30x30	30x40	30x40
P4	30x30	30x40	30x40
Sc	25x30	25x30	25x30

3.6.3. Predimensionamiento de columnas.

Para la carga axial de las columnas se tomaron directamente las cargas que se reflejan en el programa SAP2000 y en el anexo A se muestran los cálculos del acero y el detalle estructural de las columnas.

Tabla 32

Predimensionamiento de columnas.

Predimensionamiento de columnas	
Ubicación	Dimensiones (cm)
Esquina	35x35
Perimetral	40x40
Central	50x50

3.7. ANÁLISIS SÍSMICO

3.7.1. Perfil de sitio.

La NEC 2015 aborda el tema de peligro sísmico y diseño sismorresistente, categorizando los tipos de suelo de la letra A hasta la letra F. Diversos estudios señalan que, en Santa Elena, los suelos suelen oscilar entre los tipos C y E. Para el caso de la cabecera cantonal Santa Elena se tomó como dato suelo tipo D que presenta más aceleración ya que es el más crítico para el diseño. Esta clasificación se la realiza en base a las propiedades cualitativas que tienen los materiales.

Figura 17

Marco estratigráfico del Santa Elena.

BLOQUE SANTA ELENA - MARCO ESTRATIGRAFICO							
Periodo	Epoca	Edad	Unidades	Esp. (m)	Lithología	Ambiente Depositional	
Cuaternario	Pleistoceno		TABLAZO Fm.	30	Areniscas Calcareas	Marino Somero	
TERCIARIO	Eoceno	Bartoniano	PUNTA ANCON / ZAPOTAL Fm	150	Areniscas Gruesas	Marino Somero	
		Medio	SECA Fm	500	Lutitas, limolitas y margas	Plataforma intermedia a marino somero	
		Lutetiano	SOCORRO Fm	460	Turbiditas finas y arcillas	Facies de talud a plataforma externa	
		Presiano	CPB Fm	0-650	Arcillas conglomeráticas Diamictitas	Depósitos de remoción en masa en ambiente de talud ("Slumps")	
		Temprano	PASSAGE BEDS Fm			Abanicos turbidíticos - relleno de cuencas de talud	
	Paleoceno	Tardío	AZUCAR Fm. / ATLANTA Fm.	Engabao Fs	1500 2000	Areniscas turbidíticas gruesas Conglomerados y lutitas oscuras	Complejo de abanicos turbidíticos depositados en ambiente marino profundo (Basin Floor Fans) Turbiditas de alta densidad con participación minoritaria de flujos de baja densidad
		Theretiano		Chanduy Fs			
		Daniano		Estancia Fs			
	CRETACICO	Senoniano	Maestriciano	SANTA ELENA Fm	500	Arcillas pelágicas silisificadas, turbiditas cherts intrusivos doleríticos	Sedimentación pelágica coetanea con vulcanismo activo Turbiditas de baja densidad
			Campaniano	CAYO Fm	2000	Tobas, lutitas oscuras turbiditas con aporte piroclásticos	Secuencia grano creciente de turbiditas de alta a baja densidad con intercalaciones de lutitas pelágicas
Santoniano			PIÑON Fm	?	Basaltos, doleritas intrusivos ultramaficos	Fondo Oceánico	
Coniaciano							
Turoniano							
Cenomaniano							
Temprano		Albiano					
	Aptiano						

Nota. Tomado de (Edison, 2018)

3.7.2. Sismo de diseño.

El evento sísmico de diseño, que cuenta con una probabilidad del 10% de ser superado en un lapso de 50 años (es decir, un periodo de retorno de 475 años), en (NEC-SE-DS, 2015) se establece mediante el estudio de la amenaza sísmica específica al lugar donde se sitúa la estructura o a través de un mapa de riesgo sísmico, que se encuentra en el presente documento.

Los valores empleados para especificar el Espectro Elástico de Diseño se detallan en la tabla 33 y se fundamentan en las fórmulas que están descritas en la sección 2.6 del presente documento.

Tabla 33

Factores y coeficientes espectrales para suelo de tipo D.

Factor	Valor
F_a	1.12
F_d	1.11
F_s	1.4
η	1.80
r	1
z	0.5
T_0	0.139
T_c	0.763

Nota. Valores tomados de acuerdo con lo establecido por (NEC-SE-DS, 2015).

3.7.3. Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica.

✓ **Factor de Reducción de Resistencia (R).**

Considerando un sistema de “pórticos especiales sismo resistentes a momentos de Hormigón Armado”, la norma indica usar un valor de $R = 8$ para el diseño de los elementos así mismo este factor es aplicable para sistemas duales.

✓ **Factor de Importancia I.**

Dado que se trata de una estructura de uso público que debe estar en funcionamiento de manera constante, se decide seleccionar un coeficiente de importancia para la estructura $I = 1.30$ catalogada como estructura especial, basándose en las indicaciones proporcionadas en la tabla 14.

✓ **Factores de configuración estructural (ϕ_P, ϕ_E).**

Estos coeficientes están vinculados a las variaciones estructurales y de diseño que una construcción pueda tener. Se categorizan como ϕ_E para las irregularidades verticales y ϕ_P para las horizontalidades anómalas, y los valores seleccionados en cada situación se justifican adecuadamente.

Considerando una estructura irregular, y su importancia, los factores utilizados también se resumen en la tabla 34 y donde se establece la siguiente ecuación del espectro inelástico:

$$S_{ai} = \frac{S_a I}{\phi_P \phi_E R} \quad (3.7.3.1)$$

Tabla 34

Factores y coeficientes estructurales para la edificación.

Factores y Coeficientes	
<i>I</i>	1.3
<i>R</i>	8
ϕ_P	0.9
ϕ_E	0.9

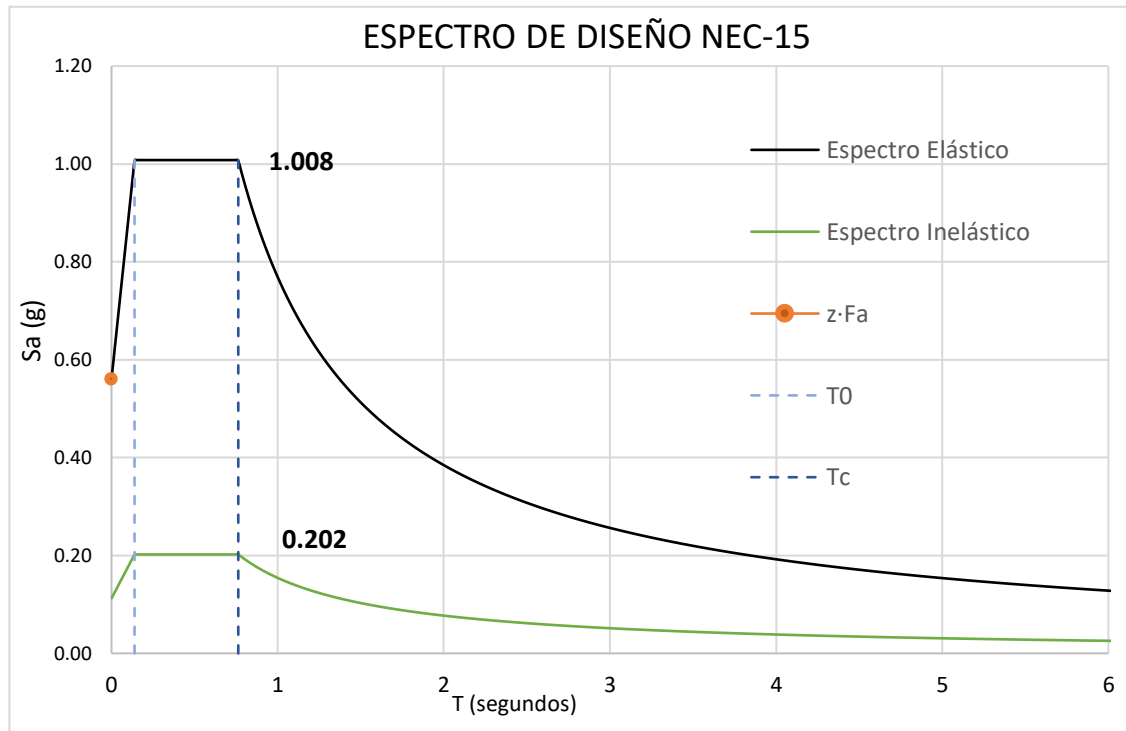
Nota. Valores tomados de (NEC-SE-DS, 2015) de acuerdo con el tipo de estructura evaluada.

3.7.4. Espectro de diseño inelástico.

El espectro de diseño elástico se modifica utilizando un factor de reducción de fuerza sísmica con el valor establecido en la tabla 34, en este caso $R = 8$.

Figura 18

Espectro de Respuesta elástica e Inelástica para tipo de Suelo D en el Cantón Santa Elena.



3.7.5. Desempeño sísmico.

Se realiza un control global de la estructura para chequear su comportamiento ante eventos sísmicos como el control de derivas, control de torsiones excesivas y efectos $P - \Delta$ con el fin de asegurar de que estén dentro de límites seguros según lo establecido por la NEC, los mismos se encuentran resumidos en la sección 4.2 de resultados.

En un análisis no lineal es necesario tener en cuenta los efectos de fuerzas internas que pueden ocurrir en una sección como los momentos de inercia y fuerzas cortante es por ello por lo que se aplican factores de modificación para calcular la torsión y las derivas máxima por lo que se decidió usar valores estipulados por ASCE 41-13:

Tabla 35

Factores de reducción por agrietamiento.

Elemento	Rigidez a flexión	Rigidez al corte
Vigas	$0.5 I_g$	$0.4 A_w$
Columnas	$0.7 I_g$	$0.4 A_w$
Muros estructurales	$0.5 I_g$	-

Nota. Valores tomados de acuerdo con lo establecido por (ASCE 41-13, 2013).

3.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

3.8.1. Procedimiento de Análisis Pushover.

Optaremos por la herramienta especializada SAP2000 para la presentación de resultados, asegurando un enfoque preciso y eficiente en el análisis estructural. En consonancia con esta elección, seguiremos las siguientes directrices metodológicas para alcanzar una implementación coherente y efectiva del análisis Pushover:

- ✓ Aplicación de Cargas de Gravedad: Inicialmente, ejecutaremos un caso de carga de gravedad que abarque tanto las cargas muertas como vivas. Este paso establece las condiciones iniciales considerando el peso propio de la estructura y las cargas externas aplicadas.
- ✓ Introducción del Vector de Carga Lateral: Incorporaremos un vector de carga lateral que simula un empuje sísmico, representando las fuerzas horizontales que podrían surgir durante un evento sísmico.

- ✓ Implementación de Rotulas Plásticas: Estratégicamente asignaremos rotulas plásticas a los elementos de la estructura, ubicándolas a distancias relativas de los nudos o conexiones viga-columna. Este enfoque proporciona un modelado más realista de la capacidad de deformación y resistencia no lineal de la estructura.
- ✓ Aplicación Incremental de Carga Lateral: Llevaremos a cabo una aplicación gradual del patrón de carga lateral, realizando este proceso de forma incremental hasta alcanzar un nivel de desempeño estructural conforme a los criterios establecidos por FEMA 356.
- ✓ Obtención de la Curva de Capacidad Pushover: Como resultado, generaremos la curva de capacidad Pushover, que representa la relación entre la carga lateral aplicada y los desplazamientos asociados. Esta curva brinda una visión valiosa de la capacidad sísmica de la estructura.
- ✓ Análisis y Proyección de Resultados: Posteriormente, realizaremos un análisis detallado de los resultados obtenidos. Además, proyectaremos los resultados para diferentes niveles de sismo, permitiendo una evaluación exhaustiva del comportamiento estructural bajo diversas condiciones sísmicas.

Las siguientes imágenes proporcionan una vista en 3D del edificio modelado, destacando la presencia y ausencia de una sobrecubierta ubicada sobre el piso 4. Esta sobrecubierta fue incorporada en el diseño arquitectónico para brindar protección a las escaleras y resguardar de las inclemencias climáticas. Sin embargo, en el contexto del análisis Pushover, se optó por no considerar esta estructura en el modelo estructural, ya que su área representa menos del 50% del área total del edificio. Esta elección se basa en la priorización de las componentes estructurales principales para el análisis de capacidad sísmica, enfocándonos en aquellas áreas que tienen un impacto más significativo en la respuesta sísmica del edificio.

Figura 19

Geometría con sobrecubierta.

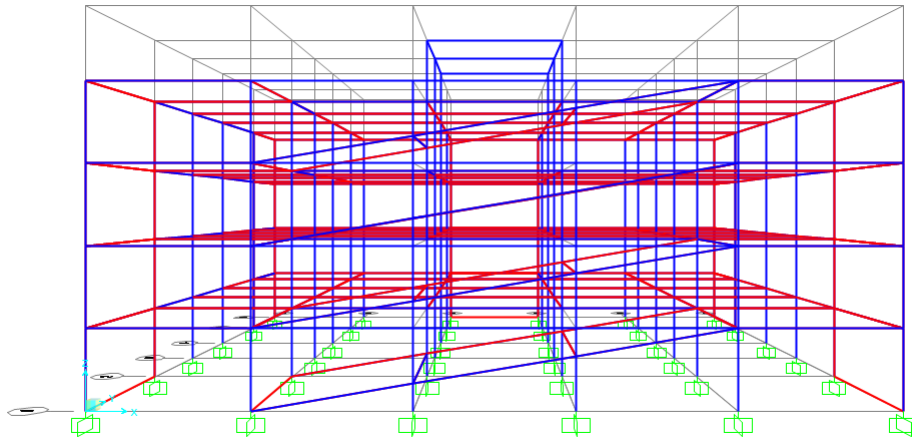
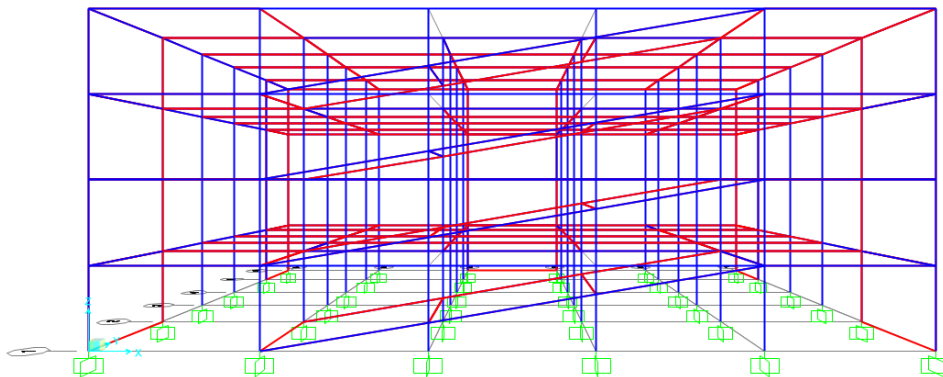


Figura 20

Geometría sin Sobrecubierta: Enfoque en Elementos Estructurales Principales.



3.8.2. Cargas de Diseño.

En el marco de nuestro análisis estructural, es esencial comprender la asignación y distribución de las fuerzas laterales en cada sentido, aspecto clave para evaluar la respuesta sísmica de la edificación. La metodología utilizada, como se refleja en las siguientes tablas, se basa en un análisis de Pushover. Este método simula el comportamiento de la estructura frente a cargas laterales crecientes, permitiendo observar cómo responde a diferentes niveles de fuerza lateral.

Las Tablas 36, 37, 38 proporcionan un desglose detallado de los cortantes por piso y la distribución del vector de carga lateral en las direcciones X e Y. En la primera columna de las Tablas 37 y 38, se repiten las cantidades de cortantes por piso. La segunda columna registra las diferencias entre el cortante de un piso y el piso superior, evidenciando la transferencia de fuerzas entre niveles. Posteriormente, estas diferencias se dividen por el valor de la base y se multiplican por 1000, proporcionando valores normalizados en relación con la base.

Tabla 36

Cortantes por piso obtenidas.

Piso	Cortante dirección X (kg)	Cortante dirección Y (kg)
4	182457	186512
3	327606	322553
2	423438	405850
1	471944	447596

Tabla 37

Distribución del Vector de Carga lateral Fx.

Piso	Wi (Kg)		Vi (kg)
4	182457	182457	3762
3	327606	145149	2992
2	423438	95832	1976
1	471944	48506	1000

Tabla 38

Distribución del Vector de Carga lateral Fy.

Piso	Wi (Kg)		Vi (kg)
4	186512	186512	4468
3	322553	136041	3259
2	405850	83297	1995
1	447596	41746	1000

3.8.3. Rotulas Plásticas.

La colocación de rótulas plásticas en distancias relativas al 5% y al 95% de la longitud de los elementos estructurales se fundamenta en la necesidad de modelar con precisión la respuesta no lineal de la estructura a cargas laterales, especialmente en situaciones sísmicas. Esta estrategia se alinea con los principios de diseño sísmico que reconocen la importancia de representar la distribución de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura de los elementos. El enfoque de ubicar rótulas en los extremos del elemento garantiza la captura de las deformaciones máximas y permite evaluar cómo se redistribuyen las fuerzas internas en condiciones críticas.

Tabla 39

Distancia relativa de rotulas plásticas al Nudo viga-columna.

Elemento	Distancia Relativa
Vigas	5% - 95%
Columnas	5% - 95%

En alineación con la configuración de rótulas plásticas, se ajustarán las propiedades de comportamiento plástico en SAP2000 para las secciones rectangulares de los elementos de concreto armado. Estas propiedades son esenciales para asegurar una representación precisa de la capacidad de deformación y resistencia no lineal de la estructura. SAP2000 establece parámetros específicos para modelar este comportamiento plástico, detallados en la tabla 40, que refleja las consideraciones cruciales en este contexto.

Tabla 40

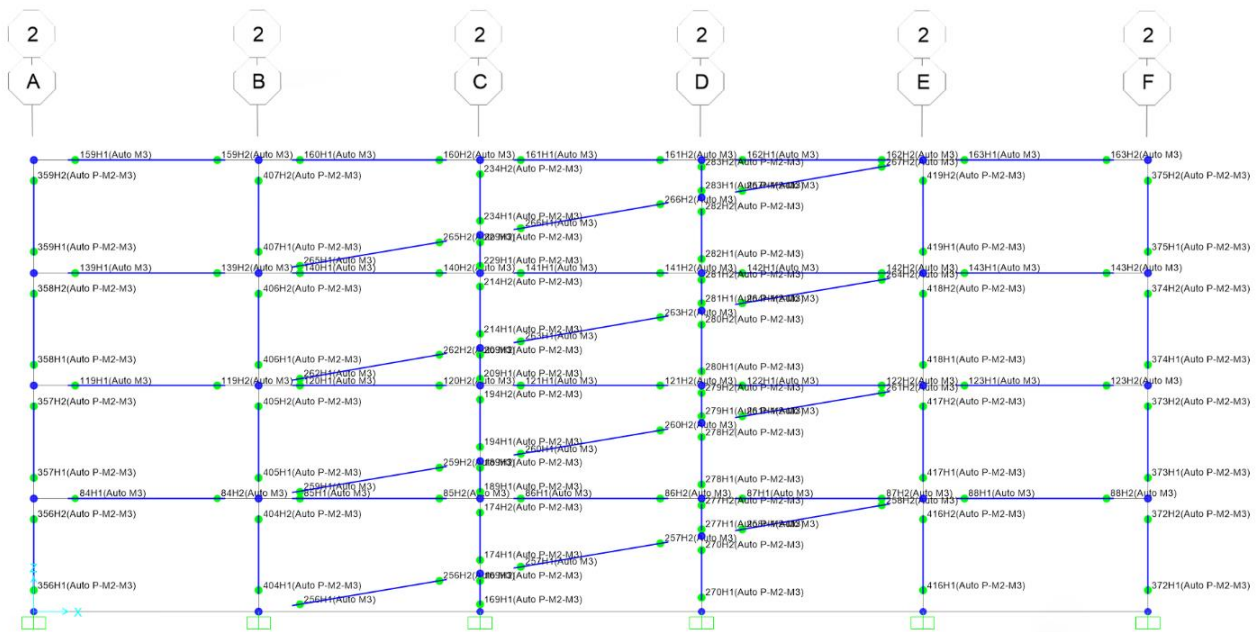
Propiedades de comportamiento plástico para elementos de Concreto Armado.

Elemento	Rotula	Referencia
Viga	M3	ASCE 41-13 TABLA 10-7 (i)
Columna	P-M2-M3	ASCE 41-13 TABLA 10-8 (ii)

La Figura 21 presenta una visión detallada del pórtico 2, donde se destacan las rótulas plásticas asignadas a las vigas y columnas. La identificación numérica de cada elemento estructural se complementa con las configuraciones plásticas M3 para vigas y P-M2-M3 para columnas, ubicadas respectivamente al 5% y 95% de su longitud.

Figura 21

Configuración de Rótulas Plásticas en Pórtico Estructural del Eje 2.

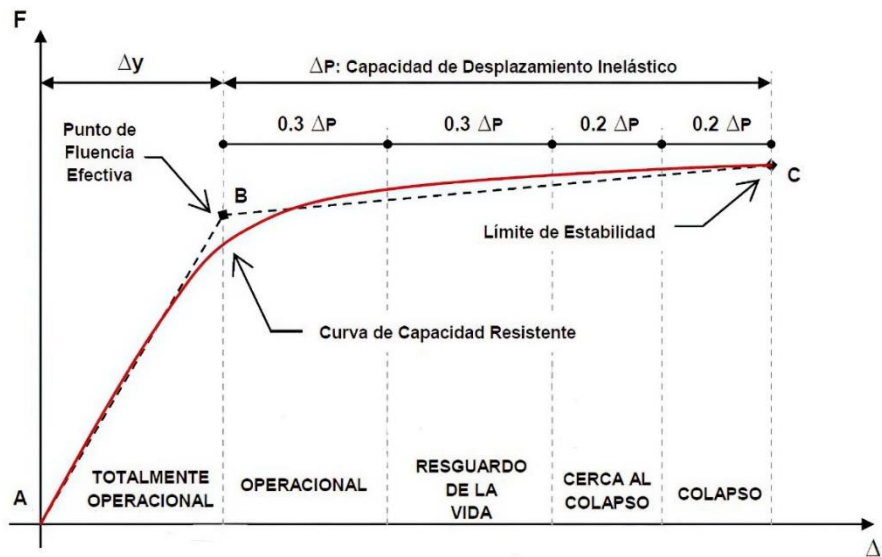


3.8.3.1. Capacidad de desplazamiento inelástico.

La figura 22 ilustra una detallada subdivisión de la curva de capacidad obtenida mediante el análisis Pushover. En este gráfico, la curva se divide en cinco sectores, cada uno correspondiente a una fase específica del comportamiento estructural frente a cargas laterales crecientes. Estas zonas, situadas a aproximadamente 30%, 60%, 80% y 100% de la longitud restante desde el punto de fluencia efectiva, proporcionan una representación visual clara de cómo la estructura responde en diversas etapas del análisis Pushover, ofreciendo así información crucial sobre su desempeño sísmico en cada fase.

Figura 22

Curva de capacidad Sectorizada.



Nota. Tomados de SEAOC Vision 2000 Committee (1995).

Tabla 41

Nivel de comportamiento sísmico esperado.

		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Seguridad de vida/Prevención al colapso	Prevención al colapso
Nivel de peligro sísmico	Sismo frecuente	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	70%/50 años	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	Sismo Ocasional	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	50%/50 años	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	Sismo Raro	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	10%/50 años	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable
	Sismo Intermedio	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable
	5%/50 años	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Inaceptable
	Sismo Muy Raro	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable
2%/50 años	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable	

Comportamiento Aceptable	Comportamiento Aceptable
Comportamiento Mínimo Aceptable	Comportamiento Mínimo Aceptable
Comportamiento Inaceptable	Comportamiento Inaceptable

3.9. OPERALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 42

Cuadro de operacionalización de la variable dependiente.

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad de medida
Variable dependiente:	<i>Diseño de estructura de parqueaderos</i>	Diseño estructural de edificación de parqueaderos	Realizar el diseño estructural de edificación de parqueaderos por predimensionamiento	Diseño Estructural	Parámetros de diseño	Adimensional
					Planos estructurales	Adimensional

Tabla 43

Cuadro de operacionalización de la variable independiente.

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad de medida
Variable independiente:	<i>Desempeño sísmico</i>	Comprobación del desempeño sísmico del sistema estructural planteado	Evaluar la estructura utilizando el software SAP2000	Análisis Lineal	Derivas máximas	%
					Torsiones	radianes
				Análisis No Lineal o Pushover	Curva de desempeño sísmico	Punto de desempeño
				Áreas críticas de deformación	Rotulas	

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. ANALISIS DE RESULTADOS OE1: DESARROLLAR UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO QUE CUMPLA CON LAS NORMATIVAS NEC-2015 Y ACI SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS NECESARIAS.

Tras un proceso iterativo y análisis que consideraron las distintas solicitaciones de carga y análisis sísmicos, se logró definir la geometría de los elementos. A continuación, se presenta una tabla resumen que destaca las características clave de estas geometrías finales. Esta tabla proporciona una visión concisa de las dimensiones esenciales de los elementos estructurales. Además, se incluyen representaciones visuales en 3D, empleando un código de colores para destacar la disposición de vigas, columnas y losa.

Tabla 44

Dimensiones de elementos estructurales.

Elemento	Ubicación	Dimensiones (cm)	Código Color
Columna	Esquinera	45x45	
	Lateral	45x45	
	Central	55x55	
	Rampa	55X55	
Viga	AF	30x40	
	BCDE	30x45	
	1-6	30x40	
	2-3-4-5	30x45	
	Rampa 1-2	30x40	
	Rampa CD	30X45	
Muro	Laterales	15	

Figura 23

Vista 3D de edificio de parqueo.

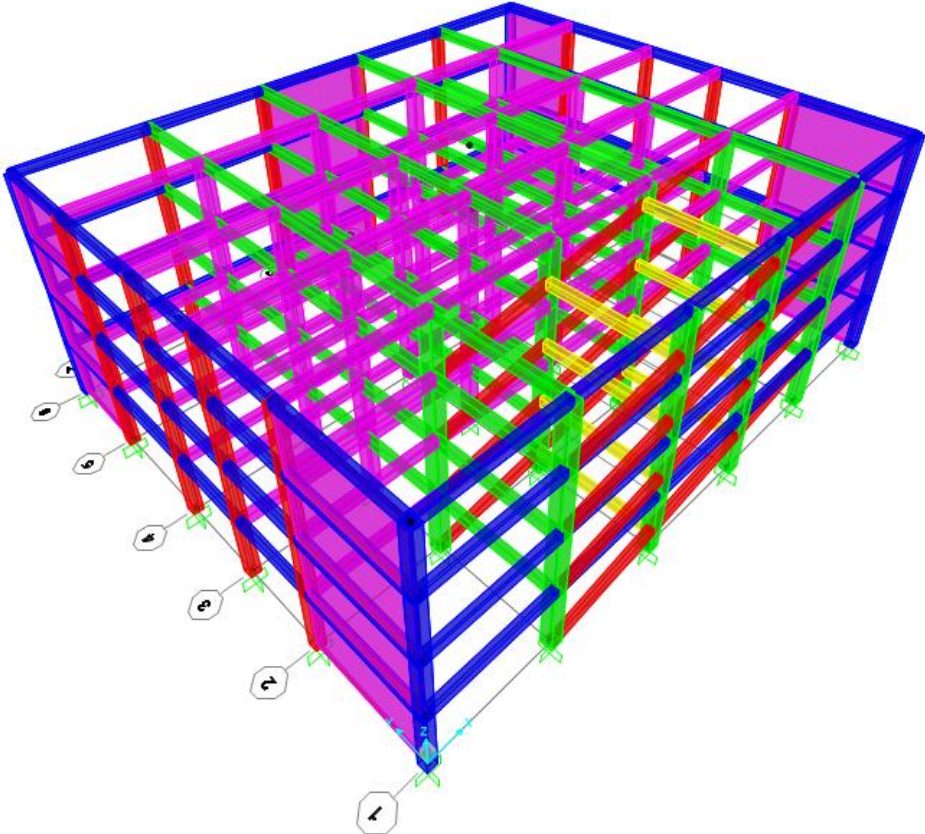
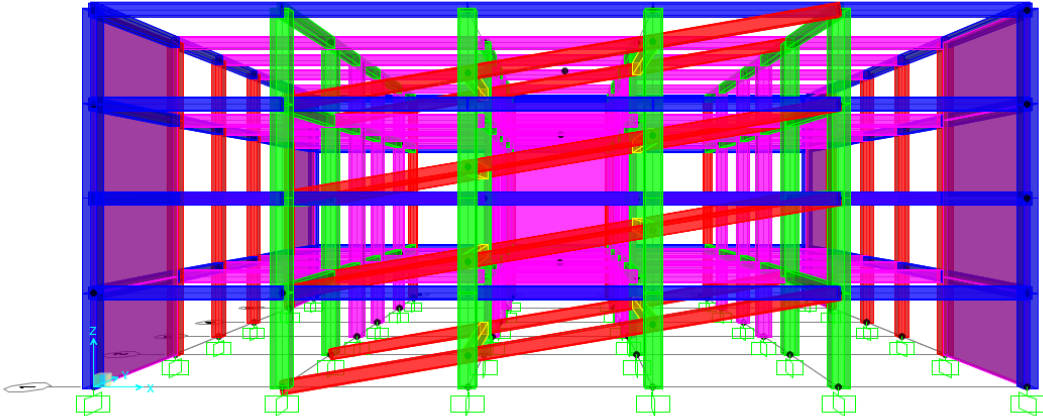


Figura 24

Vista en perspectiva del eje Y.



4.2. ANALISIS DE RESULTADOS OE2: REALIZAR EL CHEQUEO DE LAS DERIVAS MÁXIMAS Y EL COMPORTAMIENTO TORSIONAL MEDIANTE EL USO DE SOFTWARE ESPECIALIZADO VERIFICANDO EL CORRECTO CUMPLIMIENTO DE LAS NORMATIVAS.

4.2.1. Control de derivas.

Las derivas para el sismo Ex y para el sismo Ey se obtienen seleccionando desplazamiento de nodos específicos que se resumen en las tablas 45 y 46 donde se evalúan para un valor de reducción sísmica $R = 8$ cumpliendo así con lo especificado por la NEC-2015.

Tabla 45

Chequeo de derivas máximas para el sismo Ex.

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hx	Δe_i	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC-15"
		cm	cm	cm	cm	cm	cm/cm	$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$ (cm/cm)	
Story4	3	0.473	0.0551	0.476	0.096	300	0.00032	0.0019	SI CUMPLE
Story4	4	0.5549	0.0551	0.558	0.137	300	0.00046	0.0027	SI CUMPLE
Story3	3	0.3787	0.0302	0.380	0.127	300	0.00042	0.0025	SI CUMPLE
Story3	4	0.4194	0.0302	0.420	0.157	300	0.00052	0.0031	SI CUMPLE
Story2	3	0.2528	0.0122	0.253	0.141	300	0.00047	0.0028	SI CUMPLE
Story2	4	0.2632	0.0122	0.263	0.154	300	0.00051	0.0031	SI CUMPLE
Story1	3	0.1124	0.0046	0.112	0.112	300	0.00037	0.0022	SI CUMPLE
Story1	4	0.1089	0.0046	0.109	0.109	300	0.00036	0.0022	SI CUMPLE
Base	2	0	0	0					
Base	4	0	0	0					

Tabla 46*Chequeo de derivas máximas para el sismo Ey.*

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hx	Δe_i	Deriva inelástica ΔM	< 2%
		cm	cm	cm	cm	cm	cm/cm	$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$ (cm/cm)	"NEC-15"
Story4	1	0.0051	0.3835	0.384	0.111	300	0.00037	0.0022	SI CUMPLE
Story4	4	0.0051	0.3942	0.394	0.114	300	0.00038	0.0023	SI CUMPLE
Story3	1	0.0035	0.2727	0.273	0.114	300	0.00038	0.0023	SI CUMPLE
Story3	4	0.0035	0.2799	0.280	0.117	300	0.00039	0.0023	SI CUMPLE
Story2	1	0.0019	0.1587	0.159	0.099	300	0.00033	0.0020	SI CUMPLE
Story2	4	0.0019	0.1627	0.163	0.102	300	0.00034	0.0020	SI CUMPLE
Story1	1	0.0006	0.0596	0.060	0.060	300	0.00020	0.0012	SI CUMPLE
Story1	4	0.0006	0.0609	0.061	0.061	300	0.00020	0.0012	SI CUMPLE
Base	1	0	0	0					
Base	4	0	0	0					

4.2.2. Control de Torsiones.

Del mismo modo, se puede obtener las torsiones que se generan y las cuales han sido controladas con un muro de hormigón de 15 cm de espesor para evitar así torsiones excesivas.

Tabla 47*Chequeo de torsiones máximas para el sismo Ex.*

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hx	Δe_i	ΔE_{prom}	$\Delta e_i / \Delta E_{prom}$	< 1.2
		cm	cm	cm	cm	cm	cm/cm	cm/cm	prom	
Story4	3	0.473	0.0551	0.476	0.096	300	0.00032	0.0004	1.175	NO HAY TORSIÓN
Story4	4	0.5549	0.0551	0.558	0.137	300	0.00046			
Story3	3	0.3787	0.0302	0.380	0.127	300	0.00042	0.0005	1.1064	NO HAY TORSIÓN
Story3	4	0.4194	0.0302	0.420	0.157	300	0.00052			
Story2	3	0.2528	0.0122	0.253	0.141	300	0.00047	0.0005	1.0471	NO HAY TORSIÓN
Story2	4	0.2632	0.0122	0.263	0.154	300	0.00051			
Story1	3	0.1124	0.0046	0.112	0.112	300	0.00037	0.0004	1.0158	NO HAY TORSIÓN
Story1	4	0.1089	0.0046	0.109	0.109	300	0.00036			
Base	2	0	0	0						
Base	4	0	0	0						

Tabla 48*Chequeo de torsiones máximas para el sismo Ey.*

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	ΔE_{prom} cm/cm	$\Delta e_i/\Delta E_{prom}$	< 1.2
Story4	1	0.0051	0.3835	0.384	0.111	300	0.00037	0.0004	1.0155	NO HAY TORSIÓN
Story4	4	0.0051	0.3942	0.394	0.114	300	0.00038			
Story3	1	0.0035	0.2727	0.273	0.114	300	0.00038	0.0004	1.0138	NO HAY TORSIÓN
Story3	4	0.0035	0.2799	0.280	0.117	300	0.00039			
Story2	1	0.0019	0.1587	0.159	0.099	300	0.00033	0.0003	1.0134	NO HAY TORSIÓN
Story2	4	0.0019	0.1627	0.163	0.102	300	0.00034			
Story1	1	0.0006	0.0596	0.060	0.060	300	0.00020	0.0002	1.0108	NO HAY TORSIÓN
Story1	4	0.0006	0.0609	0.061	0.061	300	0.00020			
Base	1	0	0	0						
Base	4	0	0	0						

4.2.3. Efectos de segundo orden P- Δ .**Tabla 49***Efectos de P- Δ para el Sismo Ex.*

Story	Lebel	UX cm	ΔE cm	hx cm	Pi kg	Vi kg	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	Q < 0.1
Story4	D4	0.403	0.095	300	972179.53	145168.16	0.002	Sin Efectos P- Δ
Story3	D3	0.309	0.111	300	1905486.06	249951.70	0.003	Sin Efectos P- Δ
Story2	D2	0.198	0.114	300	2838792.59	318500.58	0.003	Sin Efectos P- Δ
Story1	D1	0.084	0.084	300	3772099.12	353339.97	0.003	Sin Efectos P- Δ

Tabla 50*Efectos de P- Δ para el Sismo Ey.*

Story	Lebel	UY cm	ΔE cm	hx cm	Pi kg	Vi kg	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	Q < 0.1
Story4	D4	0.279	0.082	300	972179.53	146786.18	0.002	Sin Efectos P- Δ
Story3	D3	0.196	0.083	300	1905486.06	242924.31	0.002	Sin Efectos P- Δ
Story2	D2	0.113	0.071	300	2838792.59	301512.97	0.002	Sin Efectos P- Δ
Story1	D1	0.042	0.042	300	3772099.12	331636.01	0.002	Sin Efectos P- Δ

Los resultados de los efectos de segundo orden P- Δ obtenidos para el sismo Ex y el sismo Ey están dentro de lo permisible

4.3. ANALISIS DE RESULTADOS OE3: EJECUTAR UN ANÁLISIS PUSHOVER DE LA ESTRUCTURA DISEÑADA, EVALUANDO SU COMPORTAMIENTO NO LINEAL ANTE CARGAS SÍSMICAS Y DETERMINANDO LA CAPACIDAD DE RESISTENCIA Y LAS ÁREAS CRÍTICAS DE DEFORMACIÓN.

4.3.1. Curva de capacidad Pushover.

La curva Pushover es una representación gráfica que muestra cómo una estructura responde a cargas laterales crecientes, simbolizando la intensidad del terremoto. A medida que aumenta la carga lateral, la estructura se desplaza, y la curva describe la relación entre la resistencia de la estructura y su desplazamiento lateral. Esto proporciona información valiosa para evaluar la capacidad de la estructura frente a eventos sísmicos y ayuda en el diseño de medidas de refuerzo para mejorar su comportamiento ante terremotos.

Figura 25

Curva de capacidad para PUSH X.

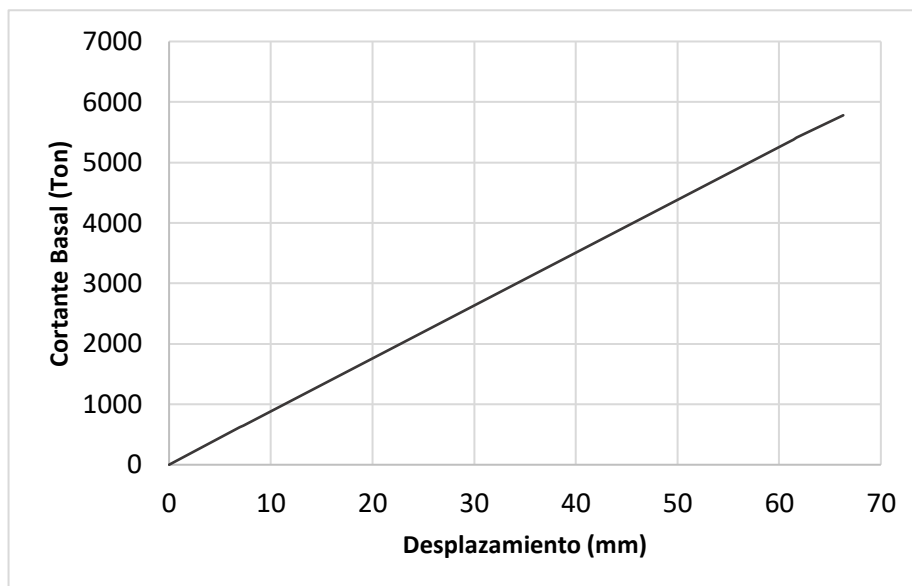
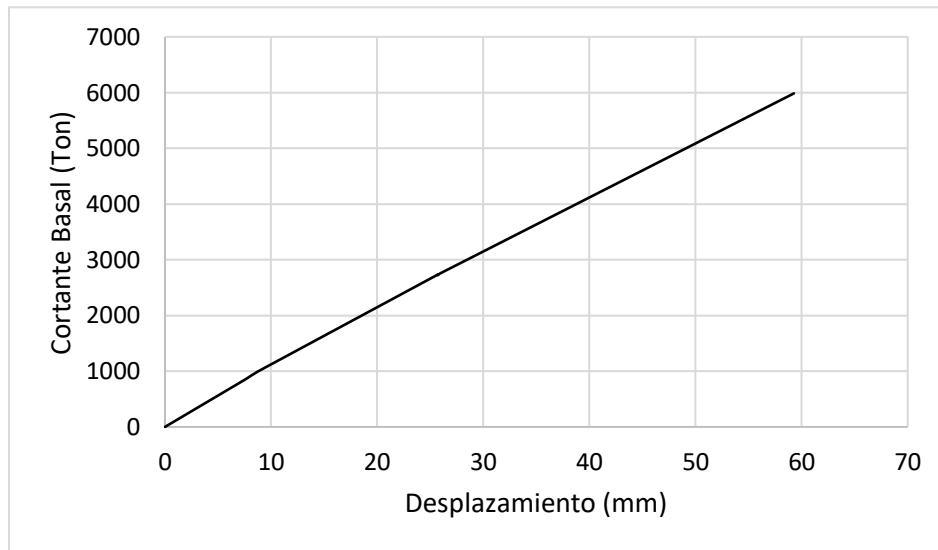


Figura 26

Curva de capacidad para PUSH Y.



Se puede observar que en ambas curvas de capacidad muestran un comportamiento constante de toda la curva esto es debido a la implementación de muros de cortes en la estructura que fueron colocados para contrarrestar las torsiones.

4.3.2. Desempeño estructural.

El desempeño estructural se verificará ante 5 niveles de sismo que han sido considerados para este estudio; el período de retorno, niveles y clasificación se indican en la siguiente tabla:

Tabla 51

Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	TR	Nivel de Desempeño
1	Frecuente	43 años	Desempeño Operacional (OP)
2	Ocasional	72 años	Ocupación Inmediata (IO)
3	Raro	475 años	Seguridad de Vida (LS)
4	Intermedio	1500 años	Entre (LS-CP)
5	Muy raro	2500 años	Prevención al Colapso (CP)

Tabla 52

Nivel de desempeño del sismo PUSH X.

PUSH X				
Despl. (dd) (mm)	V (Ton)	Nivel de Desempeño	dy	du
19.101	1681.205	OP	7.655	69.1402
25.275	2221.539	IO	7.6489	69.1402
50.184	4396.973	LS	9.7605	69.1402
57.542	5041.21	LS-CP	10.224	69.1402
64.901	5666.939	CP	18.3604	69.1402

Figura 27

Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con el desplazamiento de falla del último Piso del sismo PUSH X.

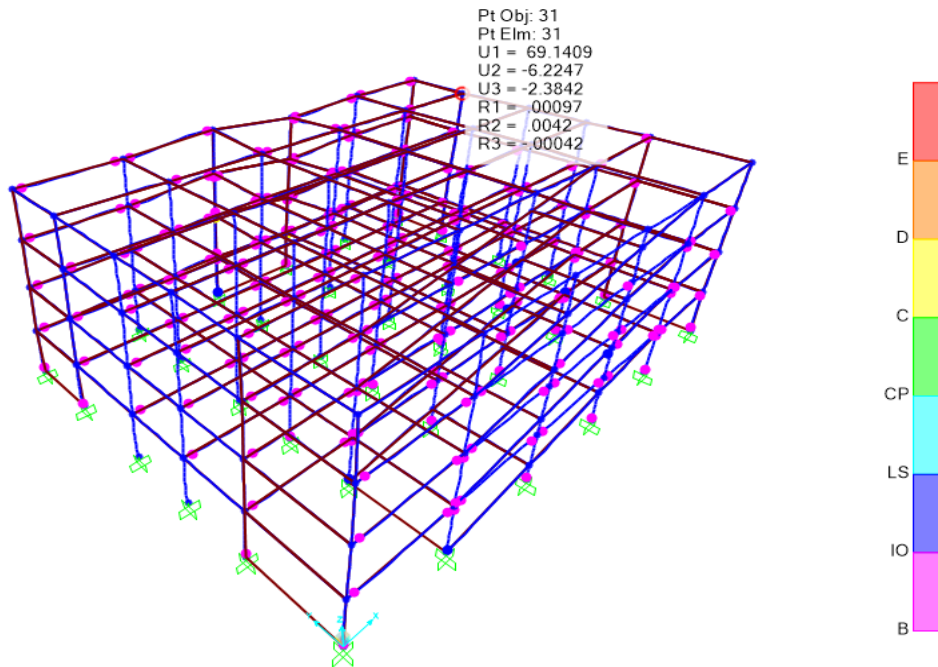
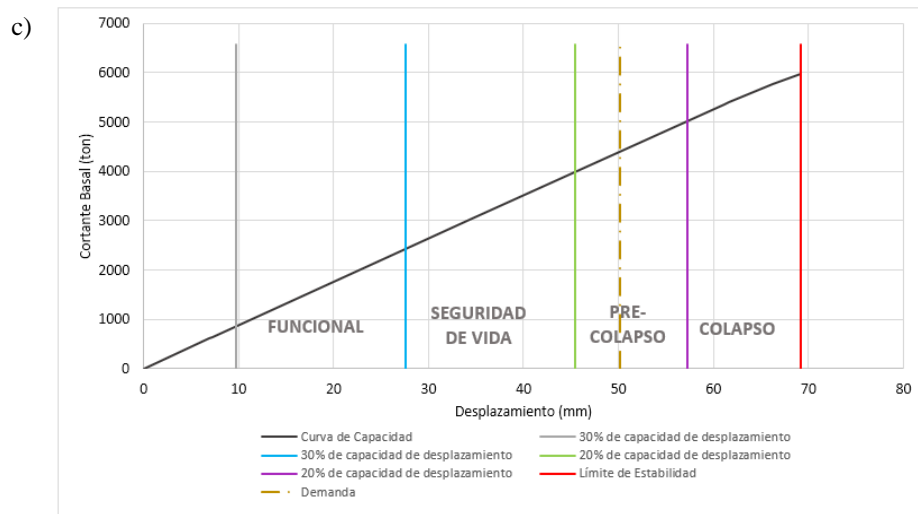
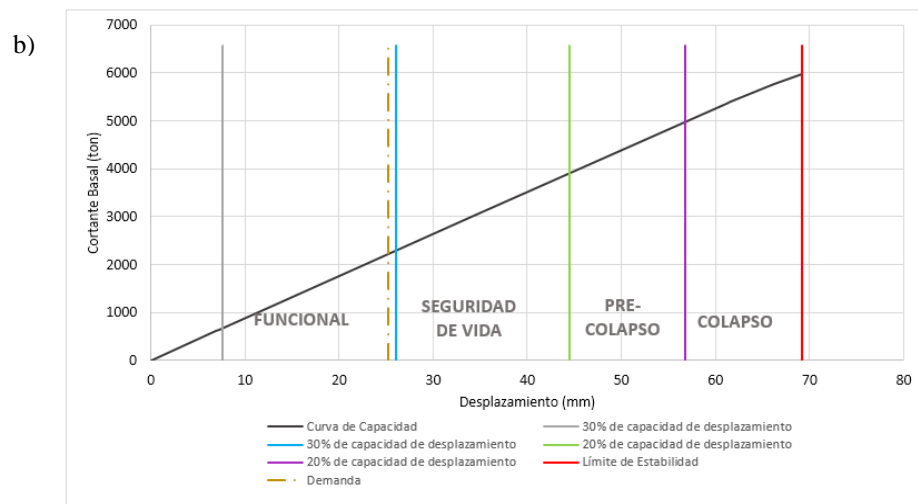
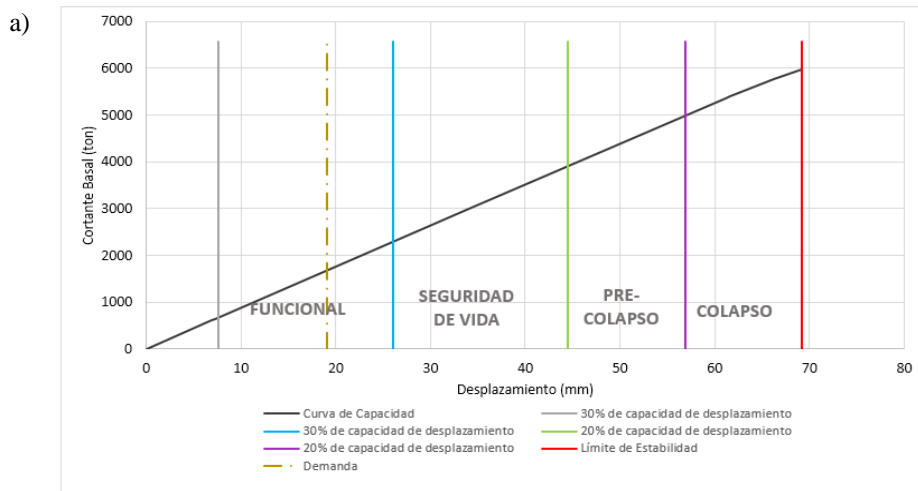
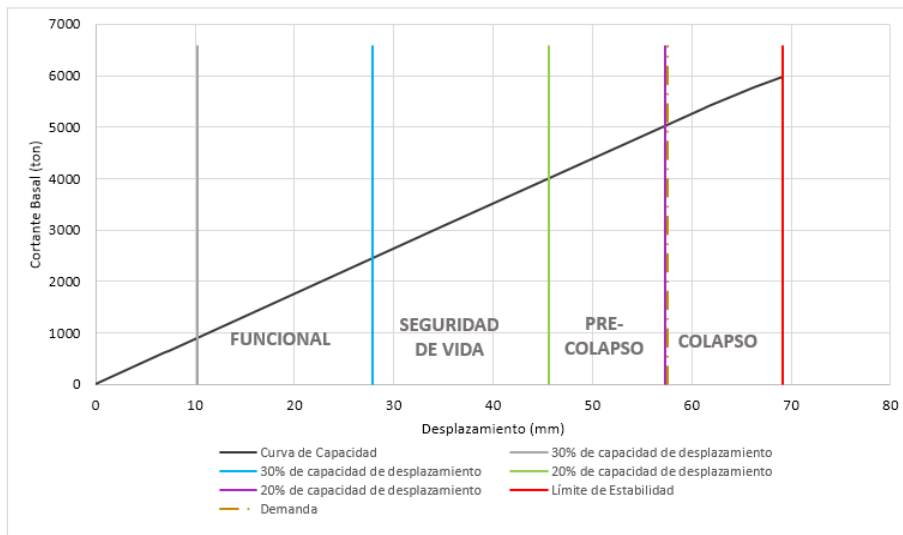


Figura 28

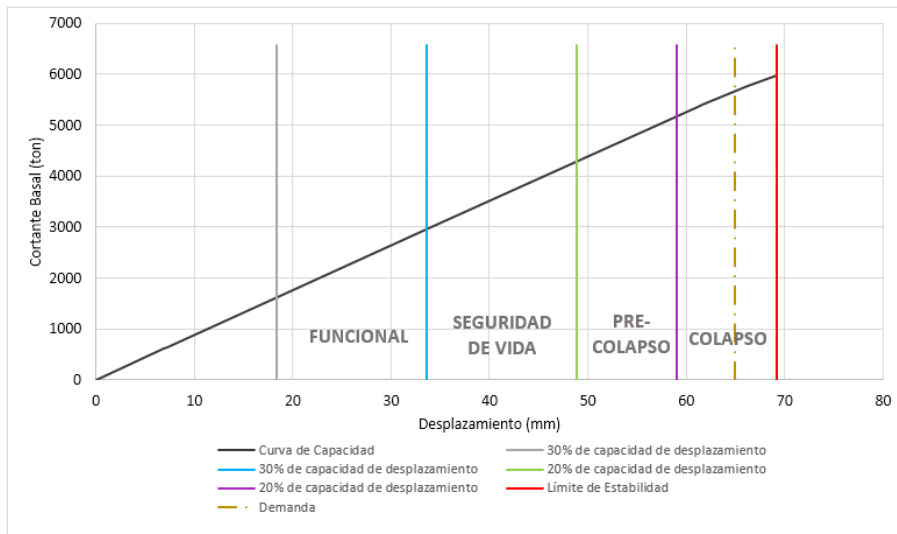
Desempeño ante distintos espectros de diseño del sismo PUSH X



d)



e)



La figura 28 presenta el desempeño de la estructura para diferentes niveles de sismos aplicados en donde, la figura 28a y 28b indican que para un sismo con $Tr = 43$ y $Tr = 72$ respectivamente, la curva de demanda se encuentra dentro de la zona funcional lo que demuestra las vigas y columnas presentan una ductilidad adecuada, aunque para este último ya está al final de esta zona; la figura 28c indica que para un sismo con $Tr = 475$ entra a la zona de pre-colapso lo cual está entrando a un punto de cedencia, para el sismo con $Tr = 1500$ la curva empieza a entrar en la zona de colapso y finalmente para un sismo máximo la estructura presentaría daños severos indicando que se encuentra muy cerca del colapso.

Tabla 53

Nivel de desempeño del sismo PUSH Y

PUSH Y				
Despl. (dd) (mm)	V (Ton)	Nivel de Desempeño	dy	du
12.29	1355.386	OP	10.08	59.4409
16.087	1746.481	IO	9.78	59.4409
31.217	3263.394	LS	12.16	59.4409
44.689	4570.53	LS-CP	13.6027	59.4409
55.772	5645.82	CP	14.0681	59.4409

Figura 29

Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con el desplazamiento de falla del último Piso del sismo PUSH Y.

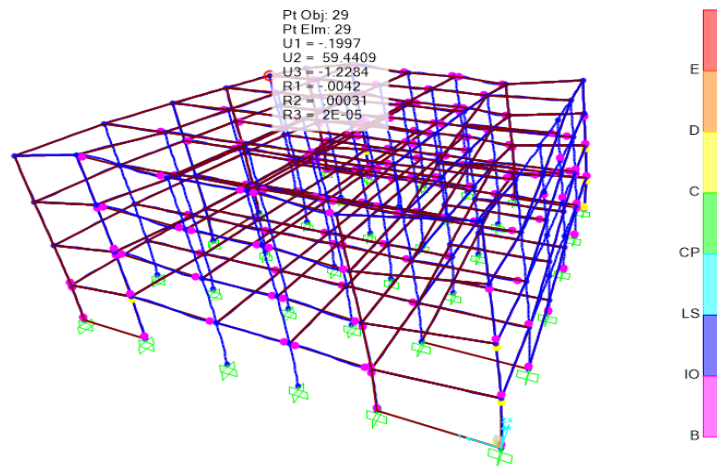
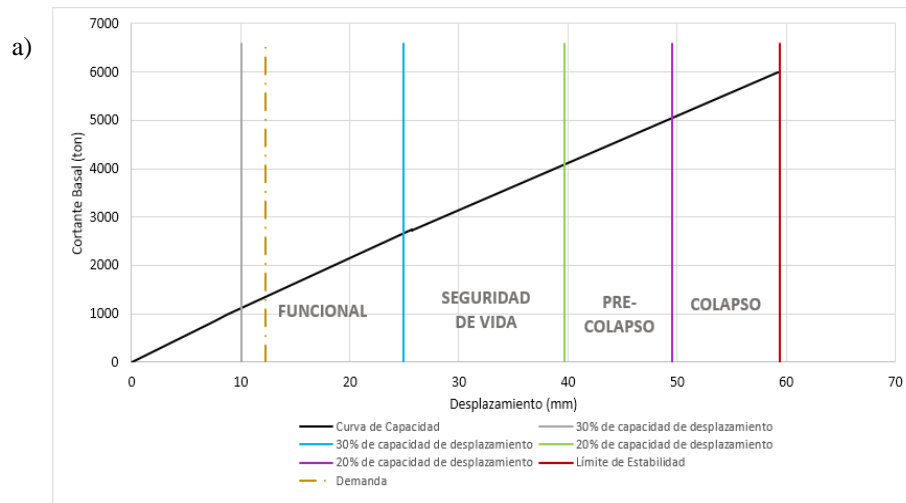
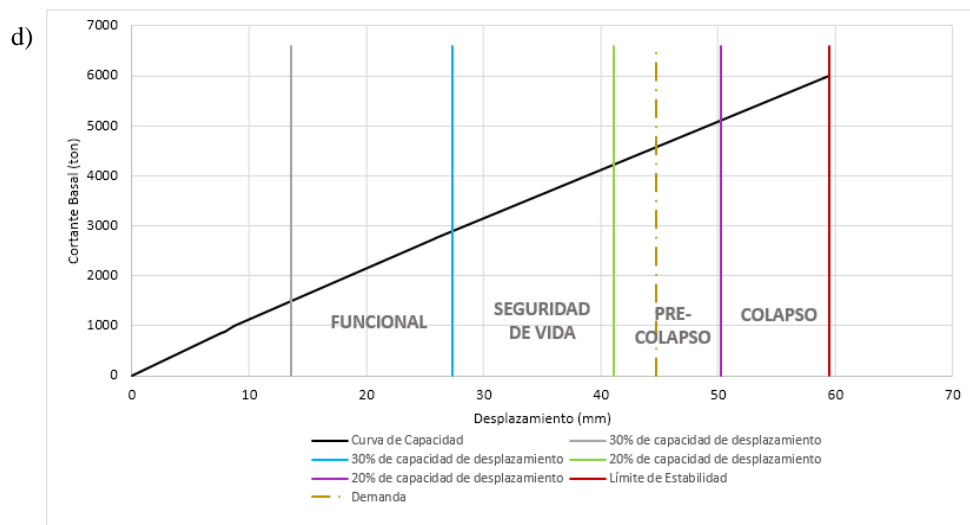
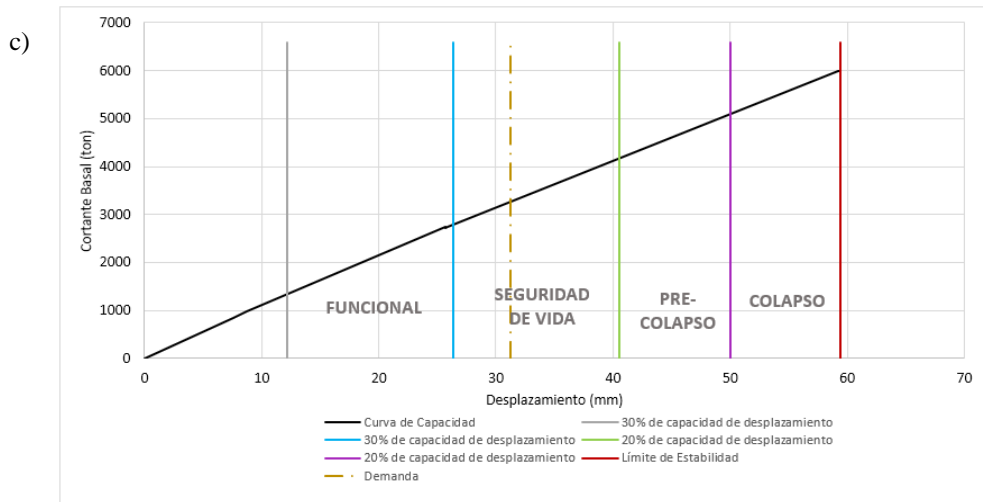
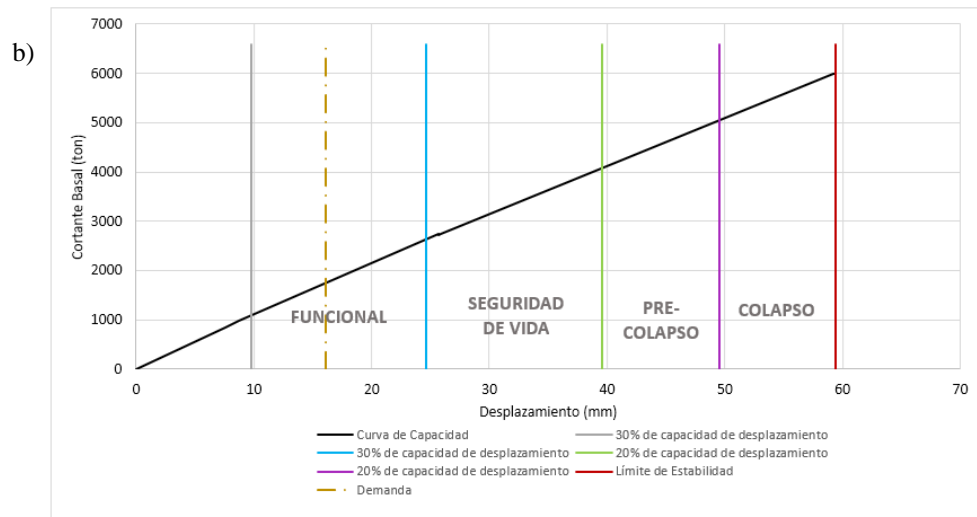
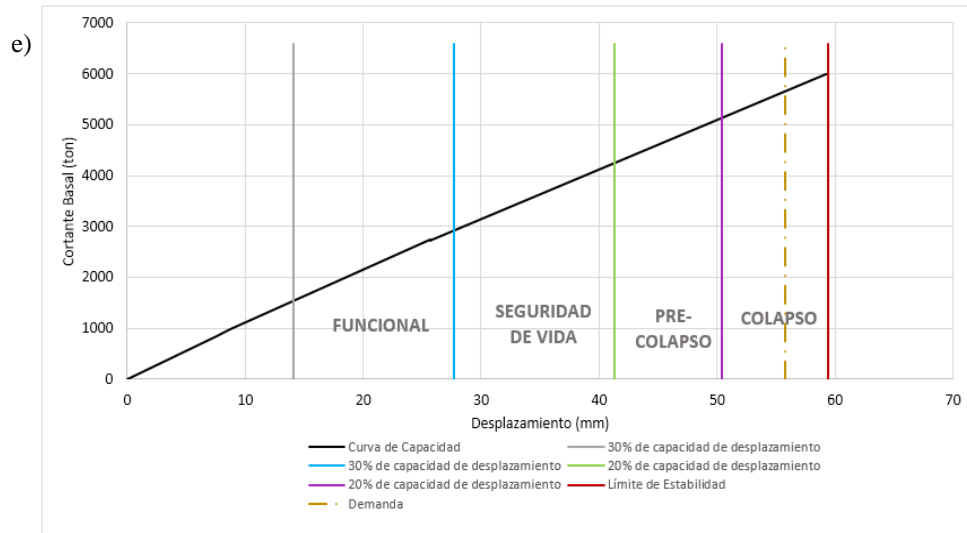


Figura 30

Desempeño ante distintos espectros de diseño del sismo PUSH Y







En la figura 30 se puede observar que los diferentes niveles de sismo presentan un comportamiento similar a los niveles de sismo de la figura 28 se nota que están dentro de los límites aceptables en términos de operatividad y seguridad estructural. Sin embargo, es importante destacar que sería necesario reforzarlos para lograr mayores niveles de deformación y desplazamiento.

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Entre nuestro diseño estructural y el trabajo de Osama Khalfalla, Mussab Abdulmoneim et al. (2022), se evidencian diferencias sustanciales que influyen en la respuesta sísmica de ambas estructuras.

En términos de dimensiones, nuestro edificio, con 4 pisos y una superficie de 30x25 metros, contrasta con el edificio de referencia que consta de 3 pisos y un área de 34x28 metros. Esta variabilidad en área y número de pisos podría tener un impacto significativo en la distribución de cargas y momentos sísmicos.

En cuanto a las geometrías de las vigas, columnas y losa, nuestras dimensiones son más compactas en comparación con el estudio de Khalfalla et al. Nuestras vigas de 30x45 y vigas de rampa de 30x40 contrastan con las dimensiones notoriamente mayores de 50x25 y 60x20 en el trabajo comparativo. Asimismo, nuestras columnas de 55x55 y

45x45 son más robustas que las columnas de 35x55 del edificio de referencia. Estas variaciones geométricas pueden influir en la capacidad de resistencia y respuesta sísmica.

Adicionalmente, nuestras rampas son más extensas, ocupando 18 metros, en comparación con los 16 metros del edificio de referencia. Esta variación en la longitud de las rampas podría tener implicaciones en la distribución de cargas y momentos en la estructura.

A pesar de estas divergencias, nuestro diseño estructural demostró ser capaz de soportar las cargas y cumplir con los estándares de seguridad, a pesar de su escala más compacta. Esta evaluación comparativa resalta la importancia de considerar no solo las diferencias en las dimensiones, sino también cómo afectan la respuesta estructural en situaciones sísmicas.

Del diseño propuesto en la presente investigación se obtuvo una curva de capacidad sísmica para PUSH X con un despeamiento de 6.89 cm y para PUSH Y un desplazamiento de 55.77 cm con un comportamiento lineal.

La tesis de Pazmiño Arellano y Ponce Mendoza (2021) desarrollada en el ámbito nacional demostró que para su curva de capacidad a medida que la cortante basal aumentaba la curva de demanda se desplazaba relativamente poco manteniéndose dentro del límite de estabilidad evidenciando que la demanda sísmica en su diseño era óptima, estos resultados se asemejan mucho a los obtenidos en el actual estudio ya que igualmente el diseño presentan muros de corte que son implementados para contrarrestar torsiones que se generan debido a la irregularidad que existen en las estructuras de parqueo y con ello la curva de capacidad mantiene una rigidez constante a medida que la cortante basal aumenta.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- ✓ Del primer objetivo específico se concluye que el sistema estructural del parqueadero se desarrolló cumpliendo los parámetros definidos por las normativas y ordenanzas nacionales maximizando su capacidad y contribuyendo a la optimización de espacios.
- ✓ A partir del segundo objetivo específico se establece que la estructura muestra derivas inelásticas admisibles menores al 2%, y al inicio se pudo apreciar que la estructura no cumplía con las torsiones máximas permitidas por la norma por lo cual se decidió colocar muros de corte en zonas estratégicas que ayudaron a controlar las mismas.
- ✓ Del tercer objetivo específico se concluye que mediante el análisis Pushover determinamos como la curva de capacidad para el edificio muestra un comportamiento lineal esto permite entender que la aplicación de muros de corte ayuda rigidizar el desempeño y a grandes cargas laterales de empuje la rigidez se mantiene constante.
- ✓ El análisis del desempeño sísmico revela que, ante un sismo de diseño con un periodo de retorno $T_r = 1500$ años, considerado de intensidad intermedia con un factor $I=1.3$ en las direcciones X e Y, la estructura ingresa a zonas de colapso y pre-colapso, como se evidencia en las figuras 28d y 30d. Esto indica que los sistemas ofrecerían una resistencia adecuada frente a dicho evento sísmico. Sin embargo, en el caso de un sismo muy raro, la curva cae en la zona de colapso, como se aprecia en las figuras 28e y 30e. Aunque no sobrepasa el límite de

estabilidad de la curva, es esencial resaltar que se requiere el refuerzo de los elementos estructurales para mejorar el desempeño.

5.2. RECOMENDACIONES

- ✓ En primer lugar, sugerimos la adopción de SAP2000 en lugar de ETABS para llevar a cabo análisis no lineales. Durante nuestra experiencia, observamos que SAP2000 ofrece tiempos de procesamiento más eficientes, lo que mejora la agilidad y la productividad en la fase de evaluación estructural.
- ✓ Aunque logramos reducir los efectos de torsión mediante la implementación de muros de corte, reconocemos que el proceso actual implicó un período prolongado de prueba y error. Proponemos desarrollar un enfoque más eficiente y rentable para la implementación de muros de corte, lo que no solo mejorará la eficacia estructural, sino que también optimizará los costos de producción.
- ✓ Además, consideramos fundamental realizar un estudio de suelos detallado en el lugar de implementación antes de abordar proyectos similares. Aunque nuestras estimaciones preliminares fueron basadas en datos recopilados, un análisis más exhaustivo permitirá determinar con precisión el tipo de suelo en el sitio. Esto proporcionará información crítica para el diseño sísmico, permitiendo una evaluación más precisa de las condiciones del suelo y, por ende, una planificación estructural más efectiva.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (Agosto de 2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno
- American Concrete Institute Committee 318. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute Committee 362. (2012). *Guide for the Design and Construction of Durable Concrete Parking Structures*. Farmington Hills, MI. Obtenido de <https://pdfcoffee.com/aci3621r-12-pdf-free.html>
- American Society of Civil Engineer. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia.
- ASCE 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston: American Society of Civil Engineers. Obtenido de <https://construccionseuce.wordpress.com/2023/06/01/evaluacion-sismica-y-recondicionamiento-de-estructuras-existentes-asce-41-13/>
- ATC - 40. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings*.
- Baque De Los Santos, I. P., & Suárez Rodríguez, R. E. (2021). *Análisis sísmico comparativo de tipo estático no lineal entre dos estructuras de diferente configuración estructural, hasta el desempeño último de falla [Tesis de Ingeniería, Universidad Estatal Península de Santa Elena]*. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/6415>
- Baquerizo, J. J. (2011). *Diseño de edificio de parqueos en campus de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, costos y prefactibilidad del proyecto [Tesis de Ingeniería, Universidad Católica Santiago de Guayaquil]*. Obtenido de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1197>
- Betancourt Valdivieso, A. M., & Cervantes Galvez, M. O. (2010). *Cálculo y diseño estructural del edificio de estacionamientos del cantón Rumiñahui [Tesis de Ingeniería, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE]*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1687>
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake Engineering*. Washington, D.C.: CRC Press.

- Carmona, M. (2019). Re- thinking the Design of Parking Structure. *Journal of Urban Design*, 1-21.
- Centro del Agua y Desarrollo Sustentable CADS - ESPOL. (2013). *Análisis de vulnerabilidad del cantón Santa Elena. Perfil territorial 2013*. Quito: DIGITAL CENTER. Obtenido de https://www.flacsoandes.edu.ec/libros?query=AN%C3%81LISIS+DE+VULNERABILIDAD+DEL+CANT%C3%93N+SANTA+ELENA%2C+PERFIL+TERRITORIAL+2013&title=&tema=&pais=&autor=&annosel=mayor&anno=&coleccion=&personal_name=&language_code=&editorial=&standard_numbering=
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Estructures*. New York: Pearson.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (Enero de 2001). *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Obtenido de A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation: https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/0103_a._chopra_r._goel_.pdf
- Chrest, A. P., Smith, M. S., & Bhuyan, S. (1996). *Parking Structures: Planning, Design, Construction, Maintenance and Repair*. Nueva York, NY, Estados Unidos de América: Springer. doi:10.1007/978-1-4684-9922-3
- Cunalata Vásquez, F., & Caiza Sánchez, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 55-64. doi:<https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Distrito Metropolitano de Quito. (2011). *Reglas técnicas de Arquitectura y Urbanismo*. Obtenido de [https://www7.quito.gob.ec/mdmq_ordenanzas/concejo%20abierto/ordenanzas/ORDENANZAS%20MUNICIPALES/MUNICIPAL%20\(172\)/MUNICIPAL_0172_523.pdf](https://www7.quito.gob.ec/mdmq_ordenanzas/concejo%20abierto/ordenanzas/ORDENANZAS%20MUNICIPALES/MUNICIPAL%20(172)/MUNICIPAL_0172_523.pdf)
- Edison, N. (Septiembre de 2018). *ResearchGate*. Obtenido de ITINERARIOS GEOLÓGICOS DE LA COSTA DEL ECUADOR: https://www.researchgate.net/publication/327868943_ITINERARIOS_GEOLOGICOS_DE_LA_COSTA_DEL_ECUADOR_-_4_CORTE_GEOLOGICO_EN_LOS_ACANTILADOS_ENTRE_ANCON_Y_ANCONCITO
- Empresa Pública UPSE. (2023). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial*. Santa Elena: Ilustre Municipalidad de Santa Elena.

- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Obtenido de <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Non Linear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2016). *Accesibilidad de las personas al medio físico, estacionamientos. (NTE INEN 2248)*. Obtenido de <https://www.riadis.org/wp-content/uploads/2020/10/Norma-ENEN-2248-ESTACIONAMIENTOS.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2018). *Accesibilidad de las personas al medio físico. Circulaciones verticales. Ascensores (NTE INEN 3139)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2018). *Accesibilidad de las personas con discapacidad y movilidad reducida al medio físico. Área higiénico-sanitaria (NTE INEN 2293)*. Obtenido de <https://www.quito-turismo.gob.ec/descargas/LOTAIP%202021/WEB%202021/NORMATIVA/NORMA%20INEN-2293-AREA-HIGIENICO-SANITARIA.pdf>
- López, O. A. (2014). *Guía para la Evaluación de Edificaciones Existentes con Fines de Adecuación Sísmica*. Caracas: CAF-banco de desarrollo de América Latina. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/348168487_GUIA_PARA_LA_EVALUACION_DE_EDIFICACIONES_EXISTENTES_CON_FINES_DE_AD ECUACION_SISMICA
- López, P. L. (2004). POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO. *Punto Cero*, 69-74. Obtenido de POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO.
- Lozada, J. (2014). Investigación aplicada: Definición, propiedad intelectual e industria. *CienciAmérica: Revista de divulgación científica de la Universidad Tecnológica Indoamérica*, 3(1), 47-50.
- Macías Guaranda, S. D. (2020). *Estudio de la evaluación del potencial de licuefacción de los suelos en el área rural de la comuna San Pablo-cantón Santa Elena-provincia de Santa Elena. [Tesis de Ingeniería, Universidad Estatal Península de Santa Elena]*. La Libertad. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/5304>
- Mc Cormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto reforzado* (Octava ed.). Alfaomega.
- Monroy Villa, Y. D., Quispe Huaman, R. E., Peláez Gamarra, A., Meza Del Castillo, Y., & Ballon Baca, G. (2018). *Propuesta de implementación de un edificio de estacionamientos en el centro histórico de la ciudad de Cusco. Caso de*

estudio: Club internacional Cusco [Tesis de Maestría, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Cusco. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/624705>

- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: Wiley. Obtenido de https://books.google.com.ec/books?hl=es&lr=&id=2Gqi9A29H_4C&oi=fnd&pg=PR13&dq=Design+of+Seismic+Isolated+Structures:+From+Theory+to+Practice+1999+free&ots=G-kGyAmjppq&sig=FfQrapUJzBA7H141dHWal-F7Pi0#v=onepage&q=Design%20of%20Seismic%20Isolated%20Structures
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 1*. Quito: MIDUVI.
- NEC-SE-RE. (2015). *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-HS-AU: Accesibilidad Universal*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2016). *Guía para estructuras de hormigón armado*. Quito: MIDUVI.
- Núñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal [Tesis de ingeniería, Universidad Politécnica de Catalunya]*. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/118142>
- Ortega Valarezo, A. M., & Condolo Ramos, R. G. (2023). *Analogía del perfil stratigráfico obtenidos por métodos geofísicos y exploración con percusión y lavado en el proyecto UPSE [Tesis de Ingeniería, Universidad Estatal Península de Santa Elena]*. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/10077>
- Osama Khalfalla, A., Mussab Abdulmoneim, A., Muayed Abdalla, A., & Majdi Elgaili, M. (2022). Analysis And Design of A Multi Storied Car Park Concrete Structure. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, 15-18. Obtenido de <https://www.ijert.org/research/analysis-and-design-of-a-multi-storied-car-park-concrete-structure-IJERTV11IS030025.pdf>
- Paredes Azaña, M. Á. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis*

- estático no lineal pushover [Tesis de ingeniería, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].* Lima. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/620673>
- Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México: LIMUSA. Obtenido de <https://www.scribd.com/doc/101062462/SIMPLICADO-Estructuras-de-Concreto-Reforzado-R-Park-amp-T-Paulay>
- Pazmiño Arellano, G. A., & Ponce Mendoza, H. O. (2021). *Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas [Tesis de Ingeniería, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE]*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/23741>
- Peñañiel Valla, L. G., & Lucio Álvarez, D. R. (2022). *Vulnerabilidad sísmica del parqueadero municipal del Gobierno Autónomo Descentralizado de Ambato, ubicado en la calle Cuenca y Montalvo [Tesis de maestría, Universidad Técnica de Ambato]*. Ambato. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/36142>
- Pombosa Procel, V. H., & Solano Armijo, K. P. (2012). *Estudio de factibilidad para la construcción de un edificio de estacionamiento en las canchas del Ex – Consejo Provincial [Tesis de ingeniería, Escuela Politécnica Superior de Chimborazo]*. Riobamba. Obtenido de <http://dspace.espech.edu.ec/handle/123456789/7066>
- Salinas Tomalá, C. L., & Tomalá Catuto, A. E. (2023). *Diseño sismorresistente y análisis comparativo técnico - económico entre sistema de hormigón armado y sistema DryWall para edificio de 8 pisos [Tesis de Ingeniería, Universidad Estatal Península de Santa Elena]*. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/9204>
- Vega Fernández, G., & Muñoz Pérez, S. P. (2019). EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, VIVIENDA-COMERCIO MIURA GRILL, CHICLAYO. *Revista Científica Institucional ZHOECOEN*.
- Villegas Argandoña, E. (2019). *Reforzamiento estructural de de la estructura de la catedral Jesús El Buen Pastor de la ciudad de Portoviejo*. Portoviejo.

ANEXOS

ANEXO A: Diseño estructural de columnas.

Tabla 54

Resumen del acero de refuerzo longitudinal en columnas.

Acero de refuerzo longitudinal de columnas						
	Ubicación	Dimensiones (cm)	Cuantía (%)	# varillas	φ (mm)	Ag (cm²)
P1-P2-P3-P4	Esquinera	45x45	1.86	12	20	37.7
P1-P2-P3-P4	Lateral	45x45	1.86	12	20	37.7
P1-P2-P3-P4	Central	55x55	1.66	16	20	50.27

Tabla 55

Cálculo de columna esquinera crítica.

Cálculos de columna						
L1	6.0	m	ancho (a)	45	cm	
L2	0.0	m	prof. (p)	45	cm	
L3	5.9	m	#Var (a)	4		
L4	0.0	m	#Var (p)	4		
			φ long	20	mm	
WD	0.6528	ton/m ²	φ Esqu	20	mm	
WL	0.362	ton/m ²	φ estribo	10	mm	
He	3	m	rec	5	cm	
Pisos	4		Ancho conf. (bc)	35	cm	
			Área confn	1225	cm ²	
f _c	280	kg/cm ²	S (Lo)	10	cm	
f _y	4200	kg/cm ²	S (Lo) ult	10	cm	
E _c	252671.3	kg/cm ²	Ag ult	2025	cm²	
I _{column}	341719.8	cm ⁴	#Varillas	12		
			As	37.70	cm ²	
			Cuantía	1.86%	ok	
At	8.85	m ²	Sep (a) cm	8.3	ok	
WU	1.36	ton/m ²	Sep (p) cm	8.3	ok	
Pu	57.88	ton	Ash	2.10	cm ²	
Ag	602	cm²	# ramas	4		

Tabla 56

Cálculo de una rótula plástica para columna esquinera 1A.

Rótula plástica		
C1	0.0070	i (Flexión)
C2	0.26	i (Flexión)
P	56.7	ton
x1	0.100	
x2	0.007	
My	34.0	ton-m
φ y (rot flu.)	0.0020	rad
φ última	0.037	rad
Mu	44.58	ton-m
Mr	6.8	ton-m

	a	b	c	IO	LS	CP
	0.006	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045
	0.002	0.027	0.034	0.200	0.005	0.027
	0.007	0.035	0.060	0.005	0.045	0.060

	rot	M (ton-m)
A	0.0000	0.00
B	0.0020	34.00
C	0.0370	44.58
D	0.0370	6.80
E	0.0620	6.80
IO	0.0070	0
	0.0070	49.03
LS	0.0470	0
	0.0470	49.03
CP	0.0620	0
	0.0620	49.03

Figura 31

Comportamiento de una rótula plástica para columna esquinera 1A.

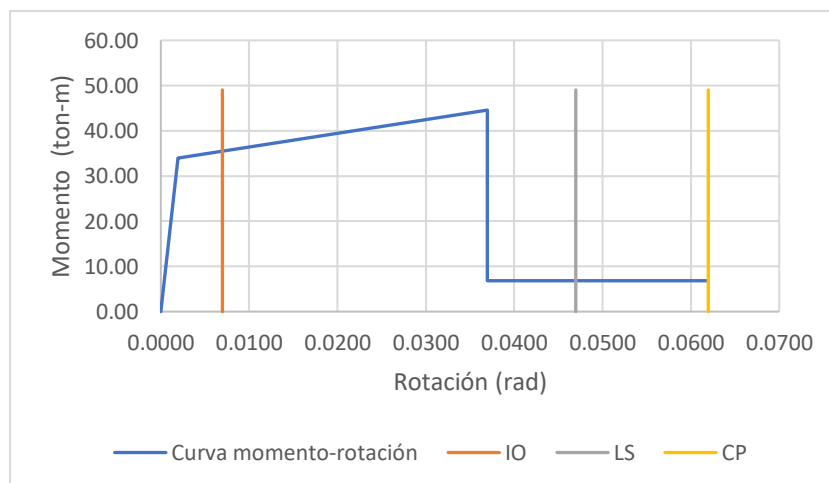


Tabla 57*Cálculo de columna Lateral crítica*

Datos iniciales			Datos de columna		
L1	5.6	m	ancho (a)	45	cm
L2	4.6	m	prof. (p)	45	cm
L3	0.0	m	#Var (a)	4	
L4	6.0	m	#Var (p)	4	
			φ long	20	mm
WD	0.6528	ton/m2	φ Esqu	20	mm
WL	0.362	ton/m2	φ estribo	10	mm
He	3	m	rec	5	cm
Pisos	4		Ancho confin. (bc)	35	cm
			Área confn	1225	cm2
f _c	280	kg/cm2	S (Lo)	10	cm
f _y	4200	kg/cm2	S (Lo) real	10	cm
E _c	252671.3	kg/cm2	Ag	2025	cm2
I _{column}	341719.8	cm4	#Varillas	12	
			As	37.70	cm2
			Cuantía	1.86%	ok
			Sep (a) cm	8.3	ok
			Sep (p) cm	8.3	ok
			Ash	2.10	cm2
			# ramas	4	
Cálculos					
At	15.30	m2			
WU	1.36	ton/m2			
Pu	100.07	ton			
Ag	1041	cm2			

Tabla 58*Cálculo de una rótula plástica para columna lateral 4A.*

Rótula plástica		
C1	0.0070	i (F)
C2	0.26	i (F)
P	56.7	ton
V	0.0	ton
x1	0.100	
x2	0.007	
My	34.0	ton-m
φ y (rot flu.)	0.0020	rad
φ última	0.037	rad
Mu	44.58	ton-m
Mr	6.8	ton-m

	a	b	c	IO	LS	CP
	0.006	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045
	0.002	0.027	0.034	0.200	0.005	0.027
	0.005	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0020	34.00
C	0.0370	44.58
D	0.0370	6.80
E	0.0620	6.80
IO	0.0070	0
	0.0070	49.03
LS	0.0470	0.00
	0.0470	49.03
CP	0.0620	0
	0.0620	49.03

Figura 32

Comportamiento de una rótula plástica para columna lateral 4A.

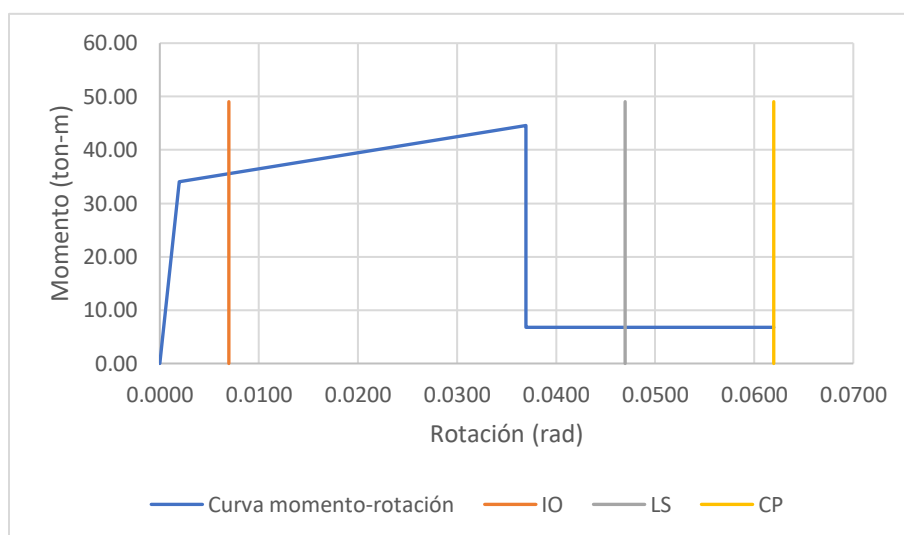


Tabla 59*Cálculo de columna Central crítica*

Datos iniciales			Datos de columna		
L1	5.9	m	ancho (a)	55	cm
L2	5.9	m	prof. (p)	55	cm
L3	4.7	m	#Var (a)	5	
L4	5.6	m	#Var (p)	5	
			φ long	20	mm
WD	0.6528	ton/m2	φ Esqu	20	mm
WL	0.362	ton/m2	φ estribo	10	mm
He	3	m	rec	5	cm
Pisos	4		ancho confin.		
			(bc)	45	cm
			Área confn	2025	cm2
f _c	280	kg/cm2	S (Lo)	10.0	cm
f _y	4200	kg/cm2	S (Lo) real	10	cm
E _c	252671.328	kg/cm2	Ag	3025	cm2
I _{columna}	762552.083	cm4	#Varillas	16	
			As	50.27	cm2
			Cuantía	1.66%	OK
At	30.24	m2	Sep (a) cm	8.3	OK
WU	1.36	ton/m2	Sep (p) cm	8.3	OK
Pu	197.76	ton	Ash	2.70	cm2
Ag	2057	cm2	# ramas	4	

Tabla 60*Cálculo de una rótula plástica para columna central 5C.*

Rótula plástica		
C1	0.0057	i (Flexión)
C2	0.21	i (Flexión)
P	84.7	ton
V	0.0	ton
x1	0.1000	
x2	0.0057	
My	60.0	ton-m
φ y (rot flu.)	0.0016	rad
φ última	0.036	rad
Mu	82.83	ton-m
Mr	12	ton-m

	a	b	c	IO	LS	CP
0.006	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
0.002	0.027	0.034	0.200	0.005	0.027	0.034
0.0057	0.034	0.058	0.200	0.005	0.044	0.058

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0016	60.00
C	0.0360	82.83
D	0.0360	12.00
E	0.0597	12.00
IO	0.0066	0
	0.0066	91.12
LS	0.0453	0.00
	0.0453	91.12
CP	0.0597	0
	0.0597	91.12

Figura 33

Comportamiento de una rótula plástica para columna central 5C.

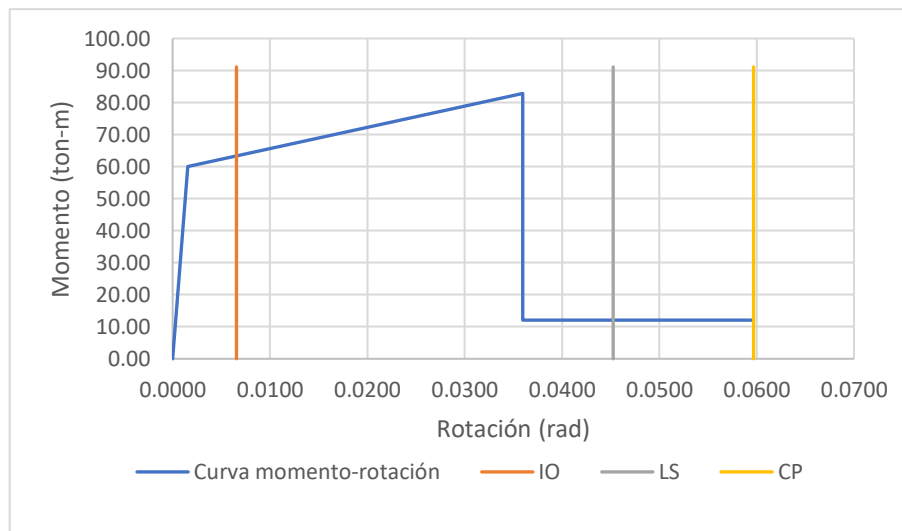


Tabla 61*Cálculo de columna de rampa crítica.*

Datos iniciales			Datos de columna		
L1	5.9	m	ancho (a)	55	cm
L2	5.9	m	prof. (p)	55	cm
L3	4.3	m	#Var (a)	5	
L4	5.6	m	#Var (p)	5	
			φ long	20	mm
WD	0.6528	ton/m2	φ Esqu	20	mm
WL	0.362	ton/m2	φ estribo	10	mm
He	3	m	rec	5	cm
Pisos	4		ancho confin. (bc)	45	cm
			Área confn	2025	cm2
f _c	280	kg/cm2	S (Lo)	10.0	cm
f _y	4200	kg/cm2	S (Lo) real	5	cm
E _c	252671.33	kg/cm2	Ag	3025	cm2
I colum	762552.083	cm4	#Varillas	16	
			As	50.27	cm2
			Cuantía	1.66%	OK
At	29.21	m2	Sep (a) cm	8.3	OK
WU	1.36	ton/m2	Sep (p) cm	8.3	OK
Pu	191.01	ton	Ash	1.35	cm2
Ag	1987	cm2	# ramas	4	

Tabla 62*Cálculo de una rótula plástica para columna de rampa 2C.*

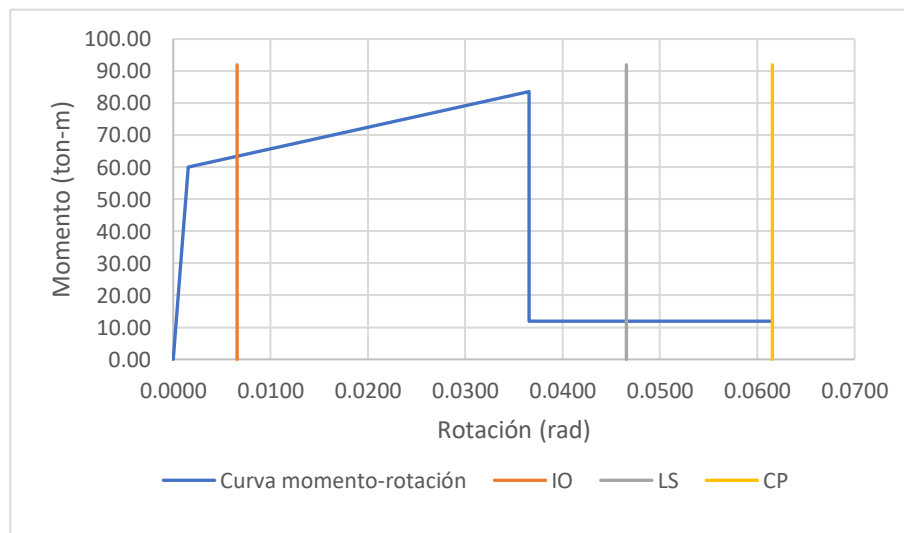
Rótula plástica		
C1	0.0114	i (F)
C2	0.10	i (F)
P	84.7	ton
V	0.0	ton
x1	0.100	
x2	0.011	
My	60.0	ton-m
φy (rot flu.)	0.0016	rad
φ última	0.037	rad
Mu	83.60	ton-m
Mr	12	ton-m

	a	b	c	IO	LS	CP
0.006	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
0.002	0.027	0.034	0.200	0.005	0.027	0.034
0.011	0.035	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0016	60.00
C	0.0366	83.60
D	0.0366	12.00
E	0.0616	12.00
IO	0.0066	0
	0.0066	91.96
LS	0.0466	0.00
	0.0466	91.96
CP	0.0616	0
	0.0616	91.96

Figura 34

Comportamiento de una rótula plástica para columna de rampa 2C.



ANEXO B: Verificación de Columna fuerte-viga débil.

Tabla 63

Chequeo de relación columna fuerte-viga débil.

COLUMNA ESQUINERA 1A			COLUMNA LATERAL 4A		
Datos de viga			Datos de viga		
b	30	cm	b	30	cm
h	45	cm	h	45	cm
r	5	cm	r	5	cm
φ estribo	10	mm	φ estribo	10	mm
# var. Sup	4		# var. Sup	4	
φ var. Sup	18	mm	φ var. Sup	18	mm
d sup.	38.1	cm	d sup.	38.1	cm
As sup	10.18	cm ²	As sup	10.18	cm ²
# var. inf	3		# var. inf	3	
φ var. inf	18	mm	φ var. inf	18	mm
d inf.	38.1	cm	d inf.	38.1	cm
As inf	7.63	cm ²	As inf	7.63	cm ²
Momentos de columnas piso inferior y superior			Momentos de columnas piso inferior y superior		
Mn col inf	25.45	ton-m	Mn col inf	20.04	ton-m
Mn col sup	34.6	ton-m	Mn col sup	32.92	ton-m
Momento probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo			Momento probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo		
a sup	7.48	cm	a sup	7.48	cm
Mn -	18.36	ton-m	Mn -	18.36	ton-m
a inf	5.61	cm	a inf	5.61	cm
Mn +	14.15	ton-m	Mn +	14.15	ton-m
Momentos totales de vigas y columnas			Momentos totales de vigas y columnas		
M vigas	32.51	ton-m	M vigas	32.51	ton-m
M col	60.05	ton-m	M col	52.96	ton-m
Verificación Columna fuerte-viga débil			Verificación Columna fuerte-viga débil		
M columna ≥ 1.2 M viga			M columna ≥ 1.2 M viga		
60.05	>	32.51	52.96	>	32.51
Cumple			Cumple		

COLUMNA CENTRAL 5C			COLUMNA RAMPA 2C		
Datos de viga			Datos de viga		
b	30	cm	b	30	cm
h	45	cm	h	45	cm
r	5	cm	r	5	cm
φ estribo	10	mm	φ estribo	10	mm
# var. Sup	4		# var. Sup	4	
φ var. Sup	18	mm	φ var. Sup	18	mm
d sup.	38.1	cm	d sup.	38.1	cm
As sup	10.18	cm ²	As sup	10.18	cm ²
# var. inf	4		# var. inf	4	
φ var. inf	18	mm	φ var. inf	18	mm
d inf.	38.1	cm	d inf.	38.1	cm
As inf	10.18	cm ²	As inf	10.18	cm ²
Momentos de columnas piso inferior y superior			Momentos de columnas piso inferior y superior		
Mn col inf	13.58	ton-m	Mn col inf	29.98	ton-m
Mn col sup	38.1	ton-m	Mn col sup	21.63	ton-m
Momento probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo			Momento probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo		
a sup	7.48	cm	a sup	7.48	cm
Mn -	18.36	ton-m	Mn -	18.36	ton-m
a inf	7.48	cm	a inf	7.48	cm
Mn +	18.36	ton-m	Mn +	18.36	ton-m
Momentos totales de vigas y columnas			Momentos totales de vigas y columnas		
M vigas	36.72	ton-m	M vigas	36.72	ton-m
M col	51.68	ton-m	M col	51.61	ton-m
Verificación Columna fuerte-viga débil			Verificación Columna fuerte-viga débil		
M columna ≥ 1.2 M viga			M columna ≥ 1.2 M viga		
51.68	>	36.72	51.61	>	36.72
Cumple			Cumple		

Tabla 64

Longitud de empalme por traslape en columnas.

Longitud de empalme Columnas P1-P2-P3-P4		
fy	420	Mpa
f'c	28	Mpa
db	20	mm
ld	100	cm
Gancho	30	cm

ANEXO C: Detalle estructural de columnas.

Figura 35

Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 3 y 4 de columnas 1A, 4A, 5C.

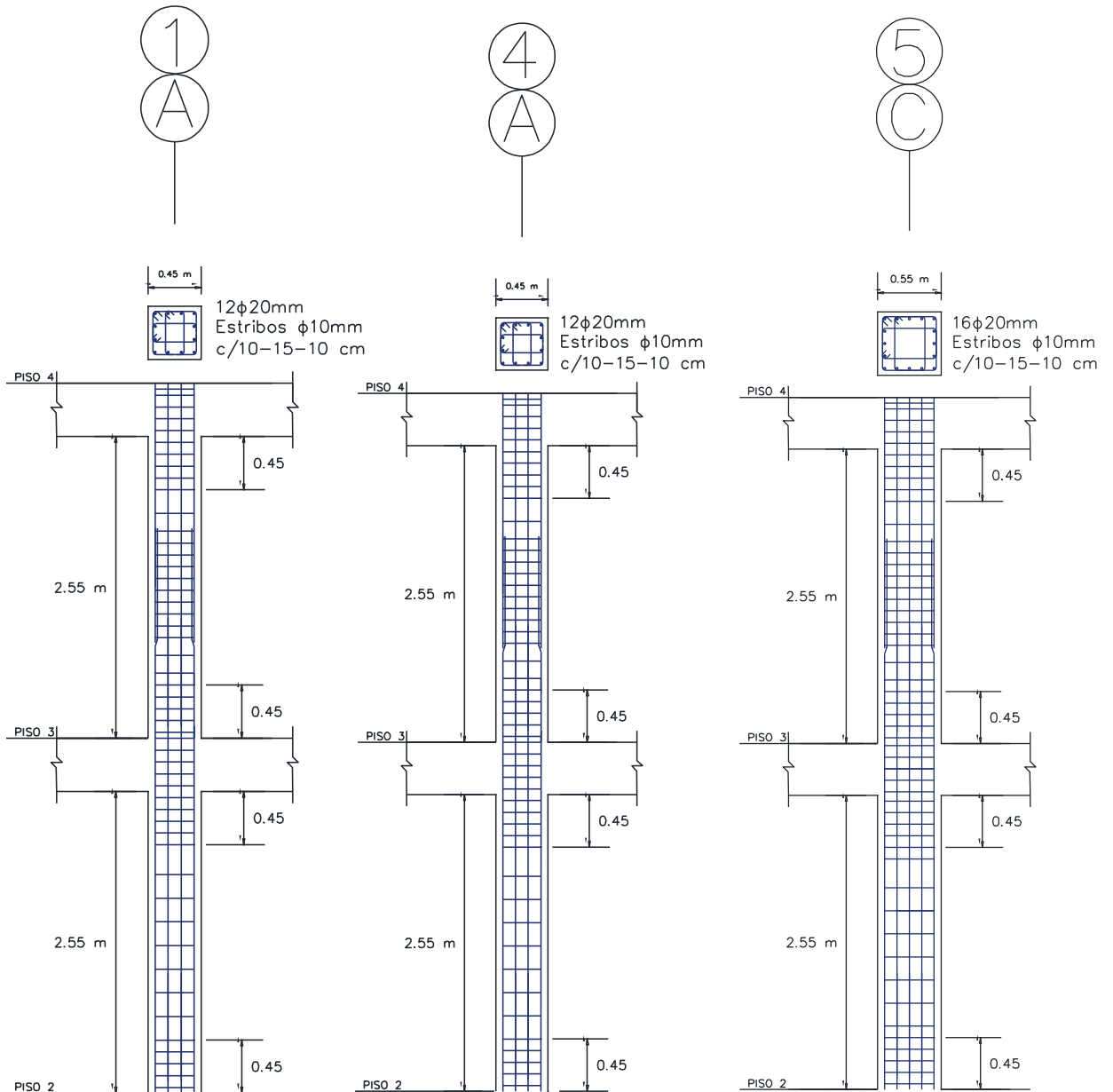


Figura 36

Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 2 y 1 de columnas 1A, 4A, 5C.

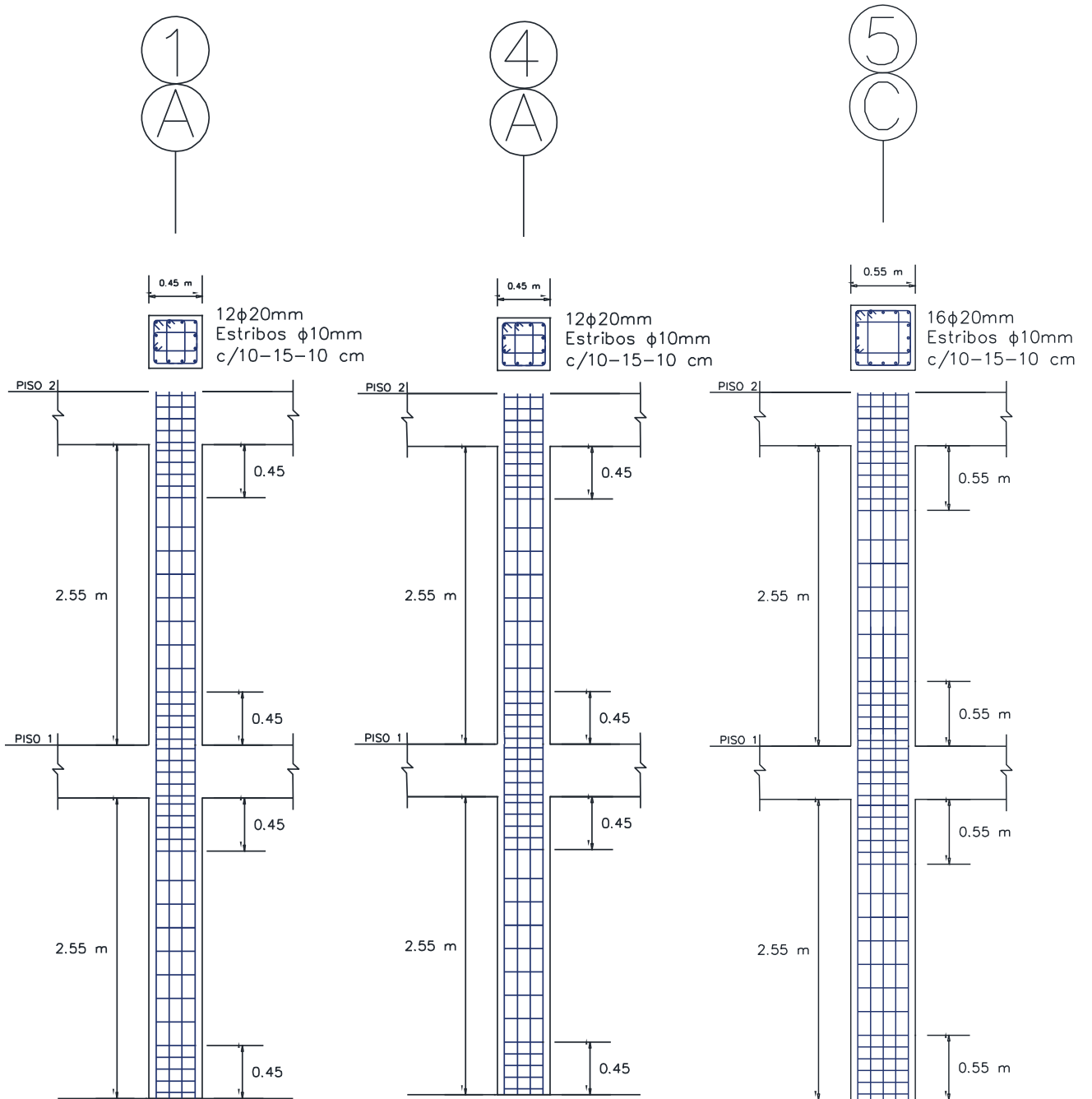


Figura 37

Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 3 y 4 de columnas 2C,2D.

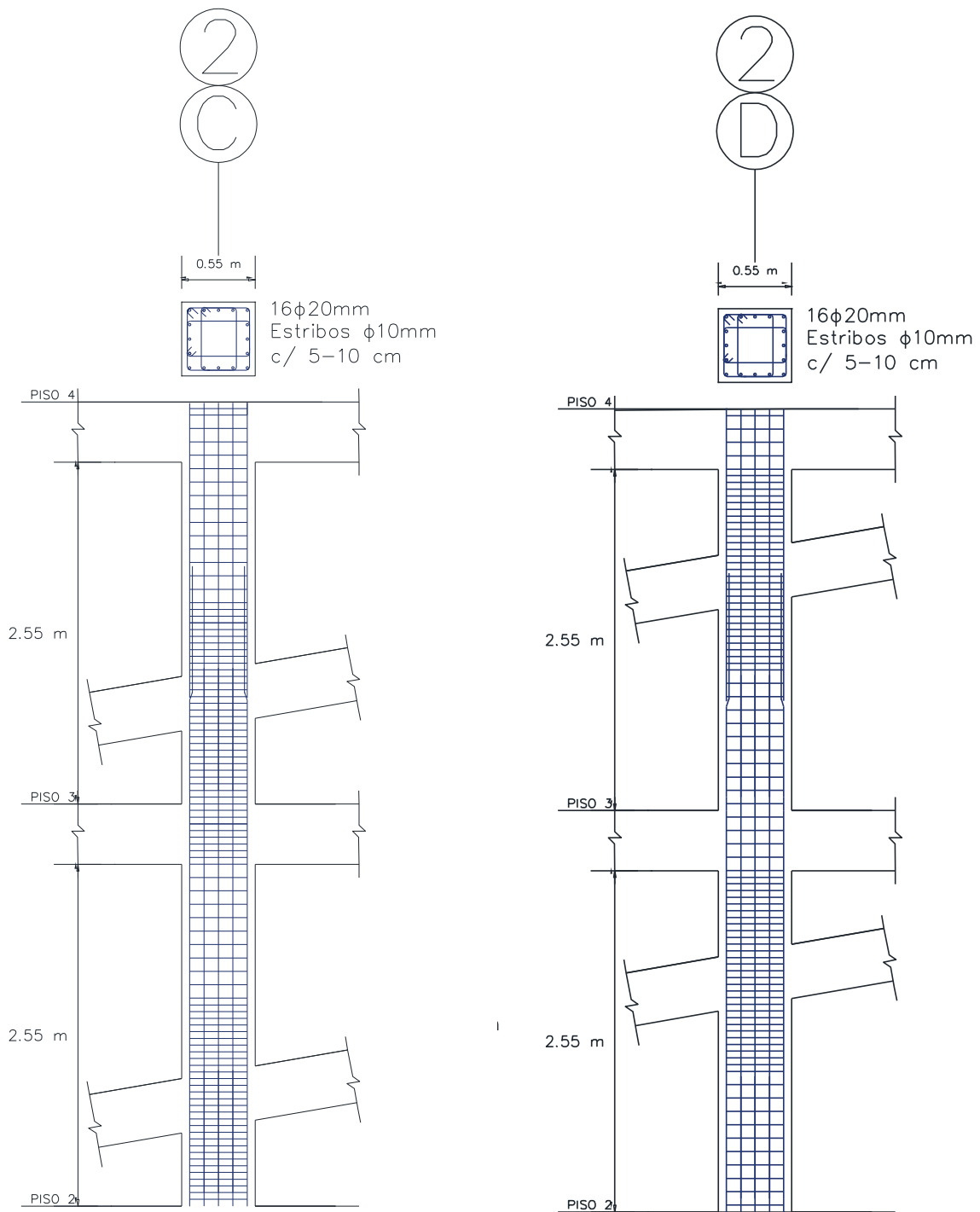
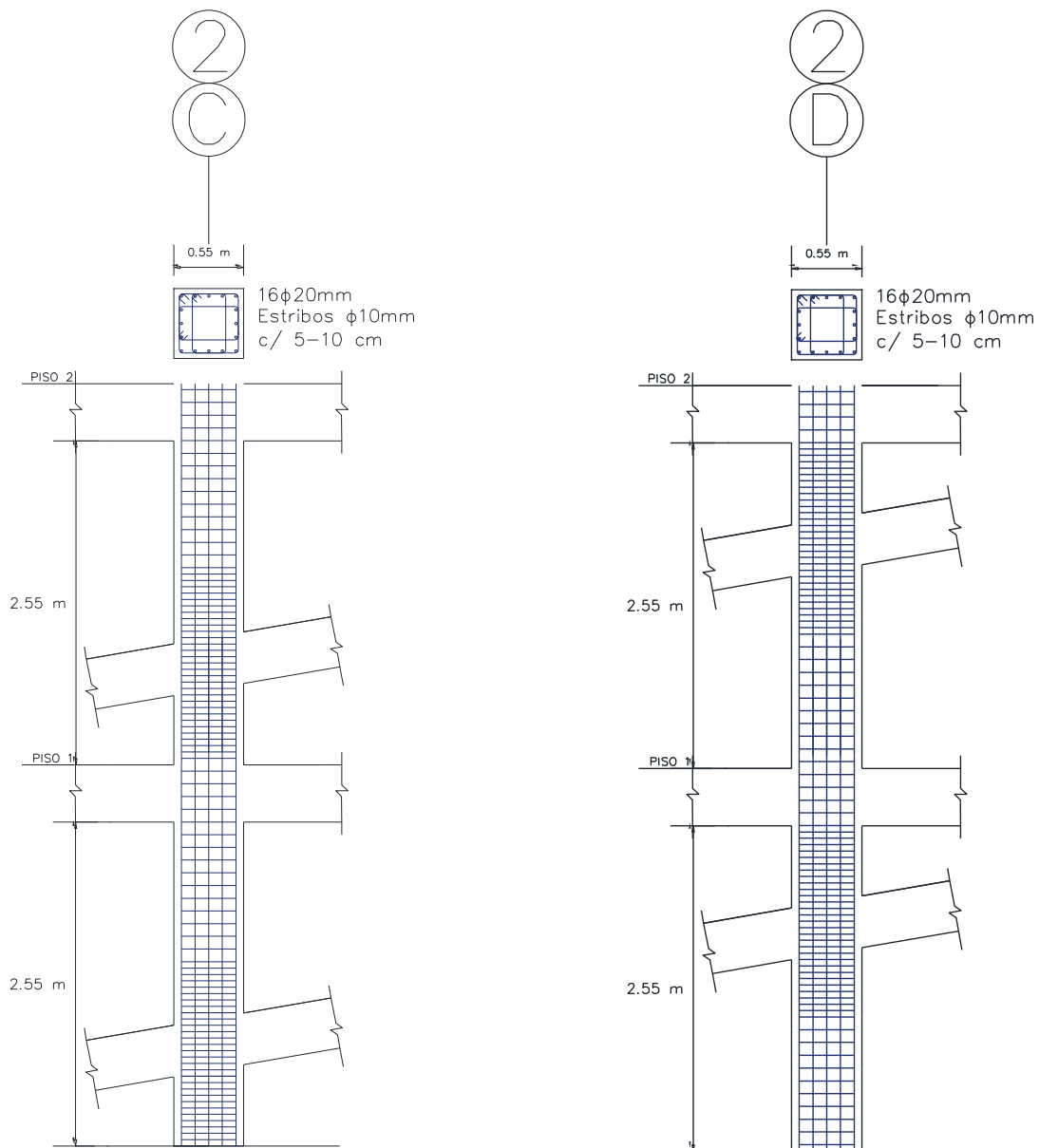


Figura 38

Detalle de armado longitudinal y trasversal planta 2 y 1 de columnas 2C,2D.



Nota. Es necesario tener en cuenta la presencia de cortes horizontales en las columnas cortas que se forman entre las rampas continuas; es posible que se requiera un refuerzo de confinamiento especial en la unión viga-columna para resistir las tensiones complejas que se producen en esta ubicación debido a las fuerzas de flexión, corte, axiales y de anclaje. La figura adjunta proporciona un ejemplo visual de cómo se podría realizar el refuerzo en una conexión viga-columna en una sección de columna corta.

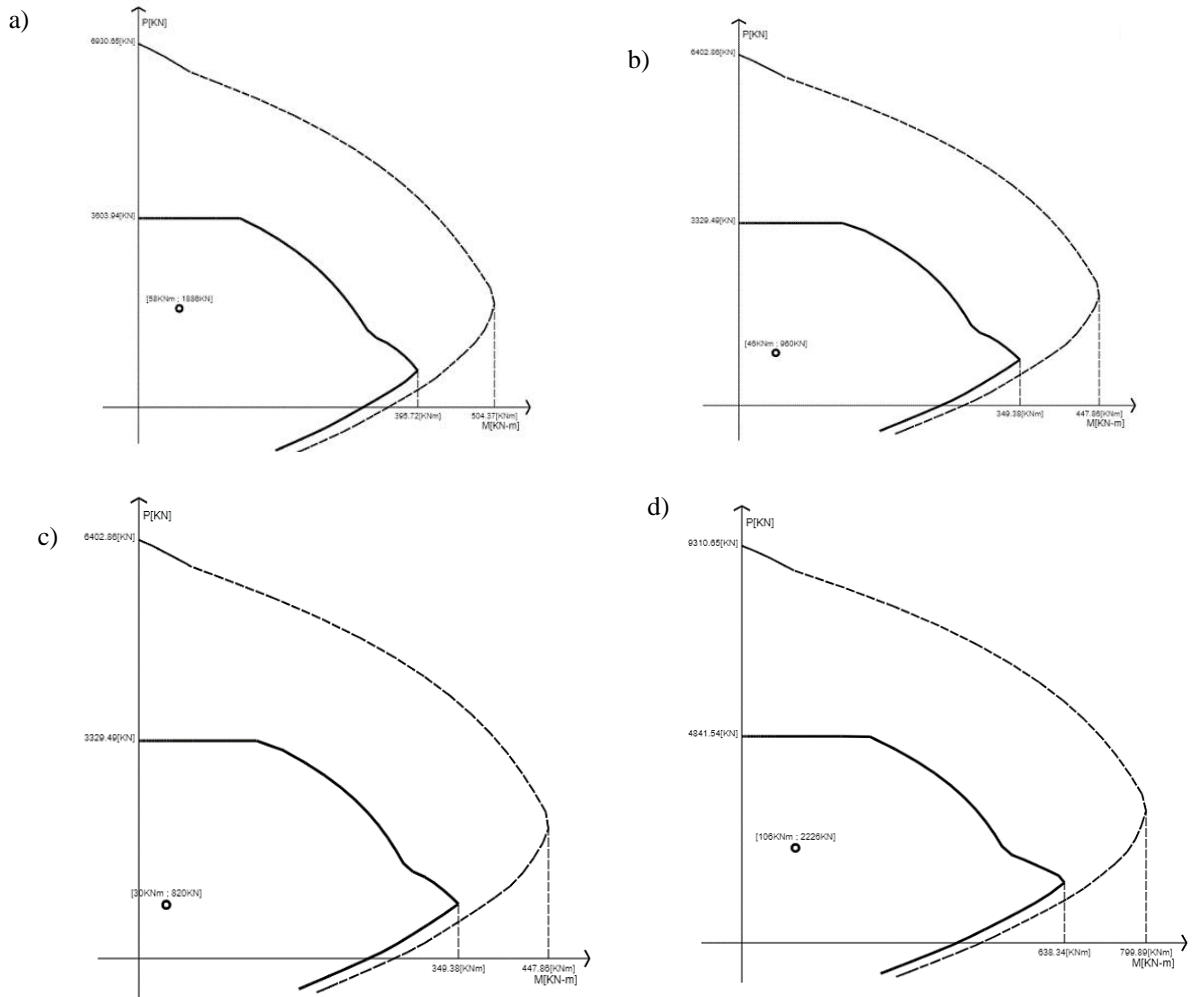
Tabla 65

Solicitaciones de carga para columnas.

SOLICITACIONES DE CARGA		
COLUMNAS	Pn (Kn)	Mu (Kn-m)
CENTRAL	1887	58
LATERAL	960	45
ESQUINERA	820	30
RAMPA	2226	106

Figura 39

Diagrama de flexo-compresión de columnas.



Nota. En la figura 39a se observa el diagrama de flexo-compresión para una columna central, 39b para una columna lateral, 39c para una columna esquinera, y 39d para una columna de zona de rampa.

ANEXO D: Diseño estructural de vigas.

Tabla 66

Diseño de vigas.

Diseño de vigas			
	M (kg-cm)	b (cm)	h (cm)
P1 -P2-P3			
V (A-F)	1053622	30	35
V (B-C-D-E)	1923898	30	45
V (1-6)	1411825	30	40
V (2-3-4-5)	2439480	30	50
P4			
V (A-F)	1060157	30	35
V (B-C-D-E)	2092185	30	50
V (1-6)	1420583	30	40
V (2-3-4-5)	2454612	30	50
SC			
V (B-C)	698225	25	35
V (2-4)	547819	25	30
V (3)	797505	25	35

Nota. Diseño de vigas mediante solicitaciones más críticas.

Tabla 67

Cálculo de una viga central en dirección X.

Datos iniciales			Cálculos		
Lvig	6	m	WU	1.36	t/m2
Lt1	4.3	m	Mestático	25.04	t/m2
Lt2	5.6	m	Mdiseño	16.60	t/m2
b columna	0.55	m	b	30	cm
rec	5	cm	hsugerido	41.92	cm
φ estribo	12	mm	hdefinitivo	45	cm
			relación	1.5	OK
WD	0.6528	t/m2	d	37.9	cm
WL	0.362	t/m2	d'	7.1	cm
			As calculado	13.14	cm2
f _c	280	kg/cm2	As superior		
f _y	4200	Kg/cm2	#	4	
			φ	18	mm
f _c	3.98	klb/in2	As	10.18	cm2
b	11.81	in	Cuantía	0.75%	OK
d	14.92	in	Sep (cm)	3.47	OK
			As inferior		
			#	4	
			φ	18	mm
			As	10.18	cm2
			Cuantía	0.75%	OK
			OK		
			Estribos		
			Sestribos	10	cm
			Smax	10	cm
			OK		

Tabla 68*Cálculo de una rótula plástica para una viga central en la dirección X.*

Rótula plástica		
a	5.99	cm
My	14.92	tn-m
Ec	210838.3	kg/cm ²
Ivig	227813	cm ⁴
φy (rot flu.)	0.0031	rad
ρb	2.85%	
x1	0.00	
c1	12.6	C
c1	18.81	C
Agestribos	2.26	cm ²
Vs	36.01	tn
Mpr	18.25	tn-m
Vu1	6.70	tn
Vu gravedad	18.38	tn
Vu	25.08	tn
OK		
Vu	55.30	Klb
C3	0.16	
φúltima	0.028	
Mu	17.92	tn-m
factor	1.20	

	a	b	c	IO	LS	CP
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.500	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0031	14.92
C	0.0281	17.92
D	0.0281	2.98
E	0.0531	2.98
IO	0.013	0
	0.013	21.51
LS	0.028	0.00
	0.028	21.51
CP	0.053	0
	0.053	21.51

Figura 40

Comportamiento de una rótula plástica para una viga central en la dirección X.

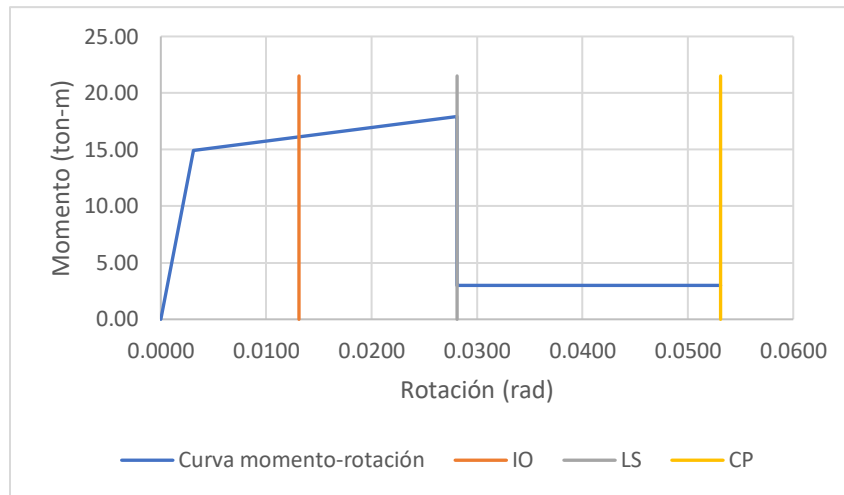


Tabla 69

Cálculo de una viga central en dirección Y.

Datos iniciales			cálculos		
Lvig	5.9	m	WU	1.36	t/m2
Lt1	6	m	M estático	30.10	t/m2
Lt2	5.9	m	M diseño	19.96	t/m2
b columna	0.45	m	b	30	cm
rec	5	cm	h sugerido	45.48	cm
φ estribo	12	mm	h definitivo	45	cm
			relación	1.5	OK
WD	0.6528	t/m2	d	37.9	cm
WL	0.362	t/m2	d'	7.1	cm
			As calculado	15.80	cm2
fc	280	kg/cm2	As superior		
fy	4200	Kg/cm2	#	4	
			φ	18	mm
fc	3.98	klb/in2	As	10.18	cm2
b	11.81	in	Cuantía	0.75%	OK
d	14.92	in	Sep (cm)	3.47	OK
			As inferior		
			#	4	
			φ	18	mm
			As	10.18	cm2
			Cuantía	0.75%	OK
			OK		
			Estribos		
			Sestribos	10	cm
			Smax	10	cm
			OK		

Tabla 70*Cálculo de una rótula plástica para una viga central en la dirección Y.*

Rótula plástica		
a	5.99	cm
My	14.92	tn-m
Ec	210838.3	kg/cm ²
Ivig	227813	cm ⁴
φy (rot flu.)	0.0031	rad
ρb	2.85%	
x1	0.00	
c1	12.6	C
c1	21.59	C
Agestribos	2.26	cm ²
Vs	36.01	tn
Mpr	18.25	tn-m
Vu1	6.70	tn
Vu gravedad	22.09	tn
Vu	28.79	tn
OK		
Vu	63.48	Klb
C3	0.18	
Φúltima	0.028	
Mu	17.92	tn-m
factor	1.20	

	a	b	c	IO	LS	CP
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.500	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0031	14.92
C	0.0281	17.92
D	0.0281	2.98
E	0.0531	2.98
IO	0.013	0
	0.013	21.51
LS	0.028	0.00
	0.028	21.51
CP	0.053	0
	0.053	21.51

Figura 41

Comportamiento de una rótula plástica para una viga central en la dirección Y.

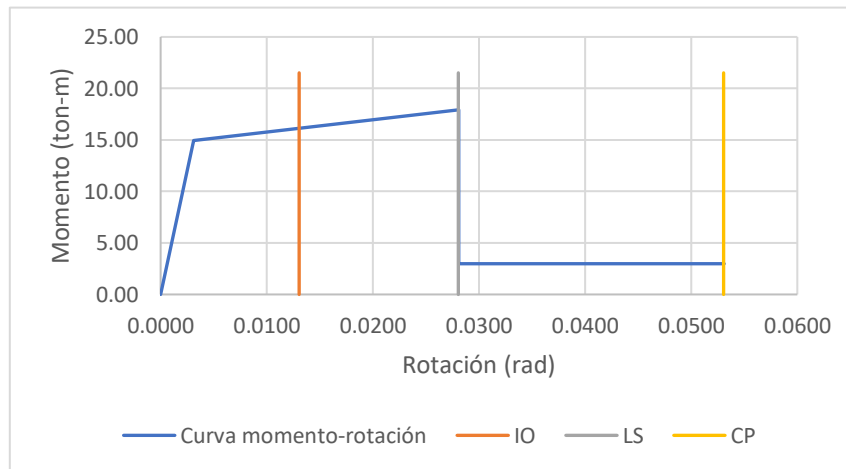


Tabla 71

Cálculo de una viga de rampa en dirección X.

Datos iniciales			cálculos		
Lvig	5.9	m	WU	1.21	t/m2
Lt1	4.3	m	M estático	22.01	t/m2
Lt2	5.9	m	M diseño	14.59	t/m2
b columna	0.55	m	b	30	cm
rec	5	cm	h sugerido	39.61	cm
φ estribo	12	mm	h definitivo	40	cm
			relación	1.33	OK
WD	0.585	t/m2	d	32.9	cm
WL	0.315	t/m2	d'	7.1	cm
			As calculado	13.30	cm2
			As superior		
f _c	280	kg/cm2	#	4	
f _y	4200	Kg/cm2	φ	18	mm
f _c	3.98	klb/in2	As	10.18	cm2
b	11.81	in	Cuantía	0.85%	OK
d	12.95	in	Sep (cm)	3.47	OK
			As inferior		
			#	4	
			φ	18	mm
			As	10.18	cm2
			Cuantía	0.85%	OK
			OK		
			Estribos		
			Sestribos	10	cm
			Smax	10	cm
			OK		

Tabla 72*Cálculo de una rótula plástica para una viga de rampa en la dirección X.*

Rótula plástica		
a	5.99	cm
My	12.79	tn-m
Ec	210838.3	kg/cm ²
Ivig	160000	cm ⁴
φy (rot flu.)	0.0037	rad
ρb	2.85%	
x1	0.00	
c1	11.0	C
c1	16.71	C
Agestribos	2.26	cm ²
Vs	31.26	tn
Mpr	15.58	tn-m
Vu1	5.82	tn
Vu gravedad	16.45	tn
Vu	22.28	tn
OK		
Vu	49.12	Klb
C3	0.16	
φ última	0.029	
Mu	14.89	tn-m
factor	1.16	

	a	b	c	IO	LS	CP
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.500	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0037	12.79
C	0.0287	14.89
D	0.0287	2.56
E	0.0537	2.56
IO	0.014	0
	0.014	17.87
LS	0.029	0.00
	0.029	17.87
CP	0.054	0
	0.054	17.87

Figura 42

Comportamiento de una rótula plástica viga de rampa en la dirección X.

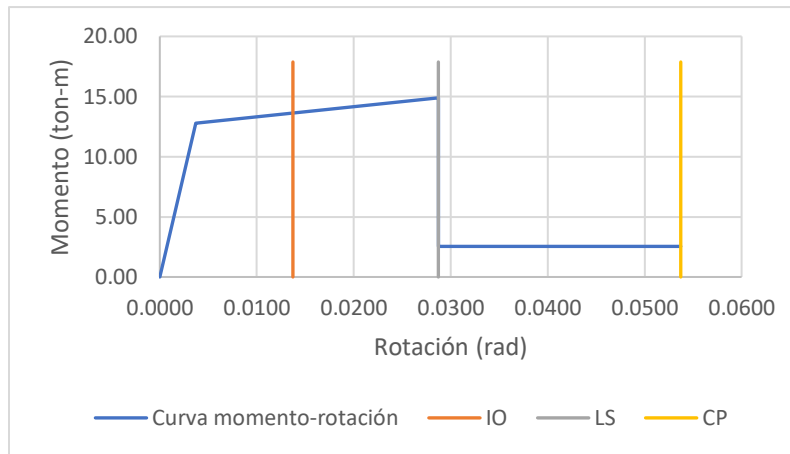


Tabla 73

Cálculo de una viga de rampa en dirección Y.

Datos iniciales			cálculos		
Lvig	5.9	m	WU	1.35	t/m2
Lt1	5.9	m	M estático	28.59	t/m2
Lt2	5.9	m	Mdiseño	18.95	t/m2
b columna	0.55	m	b	30	cm
rec	5	cm	h sugerido	44.45	cm
φ estribo	12	mm	h definitivo	45	cm
			relación	1.5	OK
WD	0.6458	t/m2	d	37.9	cm
WL	0.362	t/m2	d'	7.1	cm
			As calculado	15.00	cm2
			As superior		
f'c	280	kg/cm2	#	4	
f _y	4200	Kg/cm2	φ	18	mm
			As	10.18	cm2
f'c	3.98	klb/in2	Cuantía	0.85%	OK
b	11.81	in	Sep (cm)	3.47	OK
d	14.92	in			
			As inferior		
			#	4	
			φ	18	mm
			As	10.18	cm2
			Cuantía	0.85%	OK
			OK		
			Estribos		
			Sestribos	10	cm
			Smax	10	cm
			OK		

Tabla 74*Cálculo de una rótula plástica para una viga de rampa en la dirección Y.*

Rótula plástica		
a	5.99	cm
My	14.92	tn-m
Ec	210838.3	kg/cm ²
Ivig	227813	cm ⁴
φy (rot flu.)	0.0031	rad
ρb	2.85%	
x1	0.00	
c1	12.6	C
c1	21.15	C
Agestribos	2.26	cm ²
Vs	36.01	tn
Mpr	18.25	tn-m
Vu1	6.82	tn
Vu gravedad	21.37	tn
Vu	28.20	tn
OK		
Vu	62.17	Klb
C3	0.18	
φúltima	0.028	
Mu	17.92	tn-m
factor	1.20	

	a	b	c	IO	LS	CP
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.500	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0031	14.92
C	0.0281	17.92
D	0.0281	2.98
E	0.0531	2.98
IO	0.013	0
	0.013	21.51
LS	0.028	0.00
	0.028	21.51
CP	0.053	0
	0.053	21.51

Figura 43

Comportamiento de una rótula plástica viga de rampa en la dirección Y.

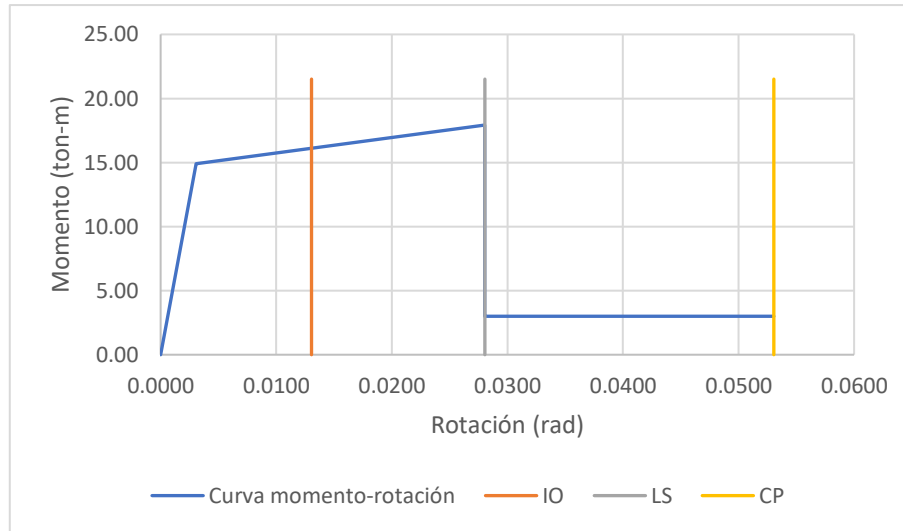


Tabla 75

Cálculo de una viga perimetral.

Datos iniciales			Cálculos		
Lvig	6	m	WU	1.35	t/m2
Lt1	0	m	Mestático	14.83	t/m2
Lt2	5.9	m	Mdiseño	9.83	t/m2
bcolumna	0.55	m	b	30	cm
rec	5	cm	hsugerido	33.41	cm
φestribo	10	mm	hdefinitivo	40	cm
			relación	1.33	OK
WD	0.6458	t/m2	d	32.9	cm
WL	0.362	t/m2	d'	7.1	cm
			As calculado	8.97	cm2
			As superior		
f _c	280	kg/cm2	#	4	
f _y	4200	Kg/cm2	φ	18	mm
			As	10.18	cm2
f _c	3.98	klb/in2	Cuantía	0.85%	OK
b	11.81	in	Sep (cm)	3.47	OK
d	13.03	in			
			As inferior		
			#	3	
			φ	18	mm
			As	7.63	cm2
			Cuantía	0.64%	OK
			OK		
			Estribos		
			Sestribos	10	cm
			Smax	10	cm
			OK		

Tabla 76*Cálculo de una rótula plástica para una viga perimetral.*

Rótula plástica		
a	5.99	cm
My	12.79	tn-m
Ec	210838.3	kg/cm ²
Ivig	160000	cm ⁴
φy (rot flu.)	0.0038	rad
ρb	2.85%	
x1	0.07	
c1	11.0	C
c1	12.45	C
Agestribos	2.26	cm ²
Vs	31.26	tn
Mpr	15.58	tn-m
Vu1	5.72	tn
Vu gravedad	10.89	tn
Vu	16.60	tn

OK

Vu	36.61	Klb
C3	0.12	
φúltima	0.028	
Mu	14.77	tn-m
factor	1.16	

	a	b	c	IO	LS	CP
	0.000	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025
	0.500	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020
	0.074	0.024	0.047	0.200	0.009	0.024

	rot	M
A	0.0000	0.00
B	0.0038	12.79
C	0.0280	14.77
D	0.0280	2.56
E	0.0508	2.56
IO	0.013	0
	0.013	17.72
LS	0.028	0.00
	0.028	17.72
CP	0.051	0
	0.051	17.72

Figura 44

Comportamiento de una rótula plástica viga perimetral.

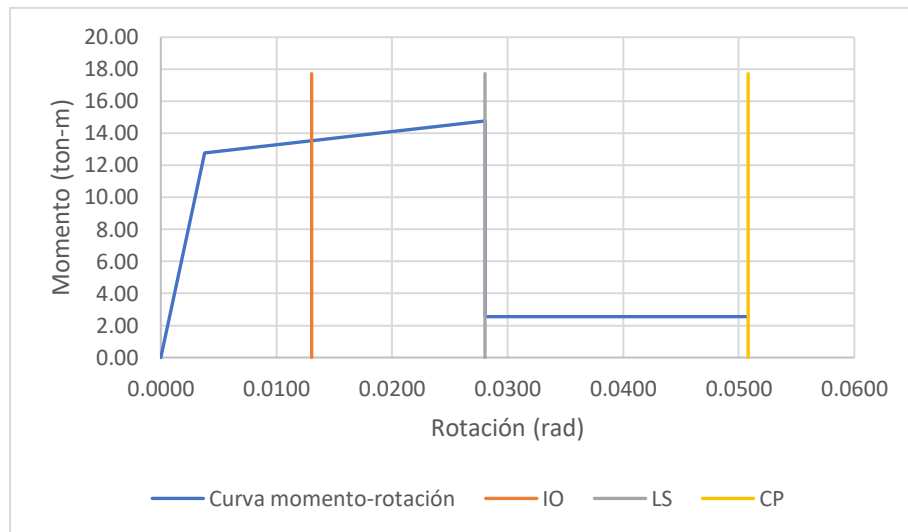


Tabla 77

Longitud de empalme por traslapo en zona de compresión, vigas.

Longitud de empalme a compresión		
VIGA		
Fy	420	Mpa
db	18	mm
ld _c	55	cm
Gancho	25	cm

Tabla 78

Longitud de empalme por traslapo en zona de tensión, vigas.

Longitud de empalme a tensión		
VIGA		
Fy	420	Mpa
db	18	mm
ld _c	1.02	cm
Gancho	25	cm

ANEXO E: Detalle estructural de vigas.

Figura 45

Detalle de armado longitudinal y trasversal de vigas (1-6), (2-3-4-5) Y (1-2) R. Eje X.

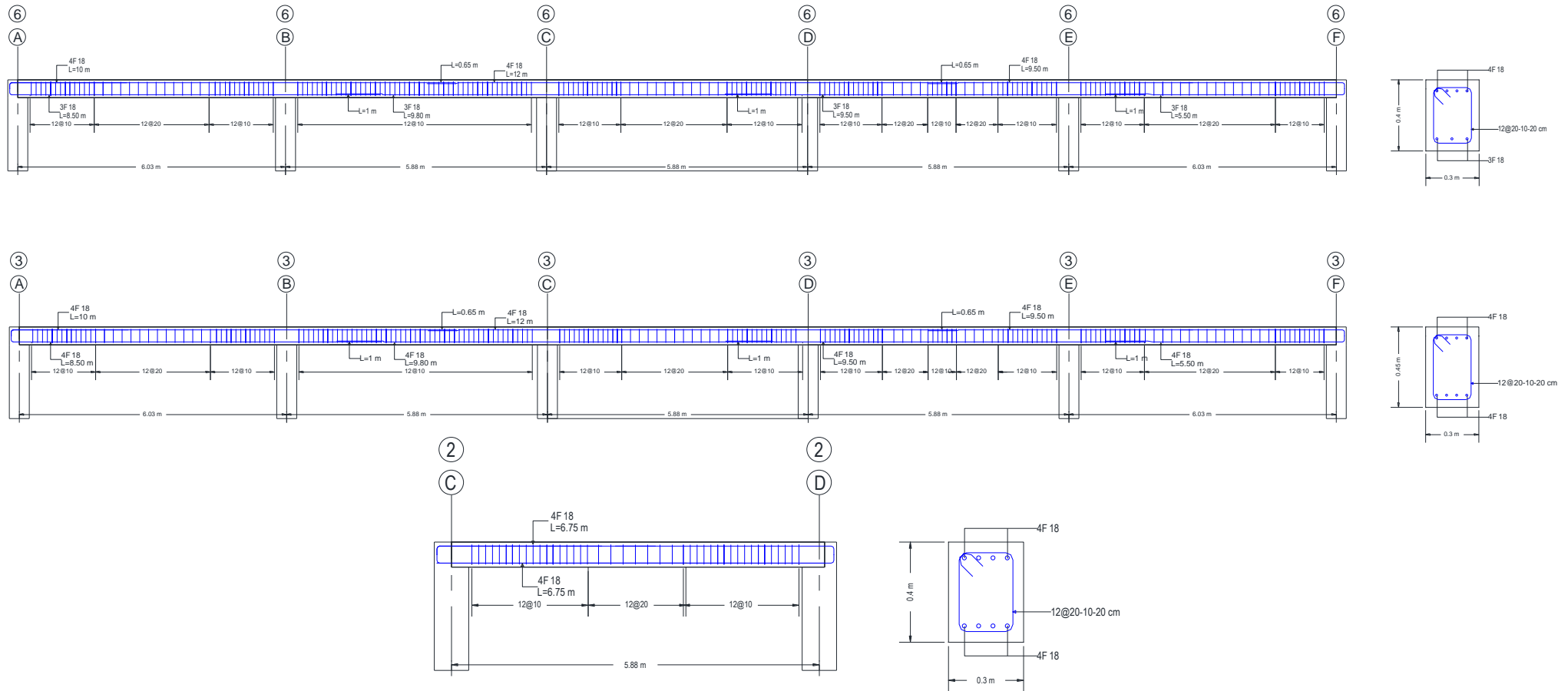
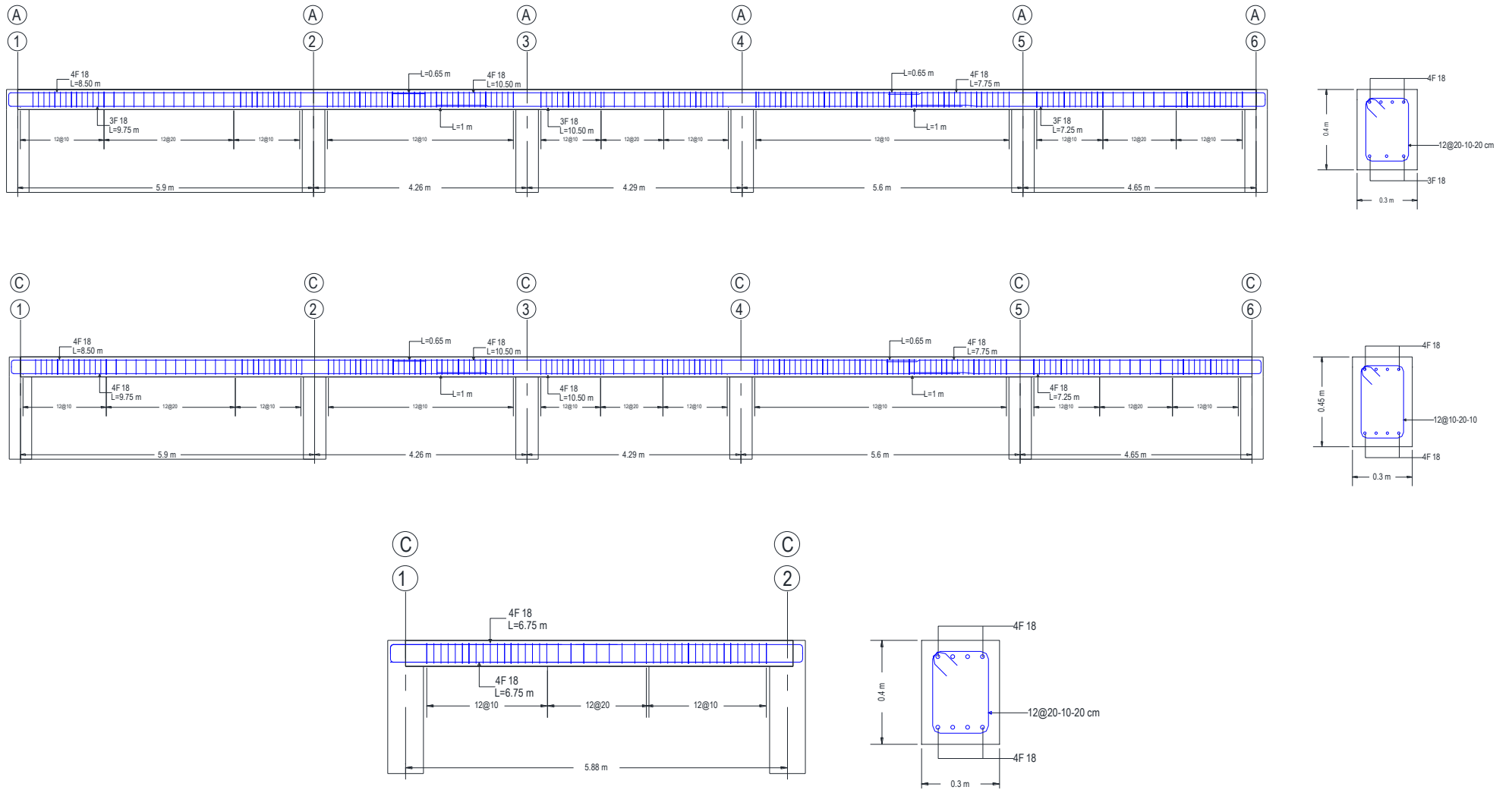


Figura 46

Detalle de armado longitudinal y trasversal de vigas (AF), (BCDE) Y (CD)R. Eje Y.



ANEXO F: Detalle estructural de muros de corte.

Figura 47

Muro de corte (1-2), para ejes A y F.

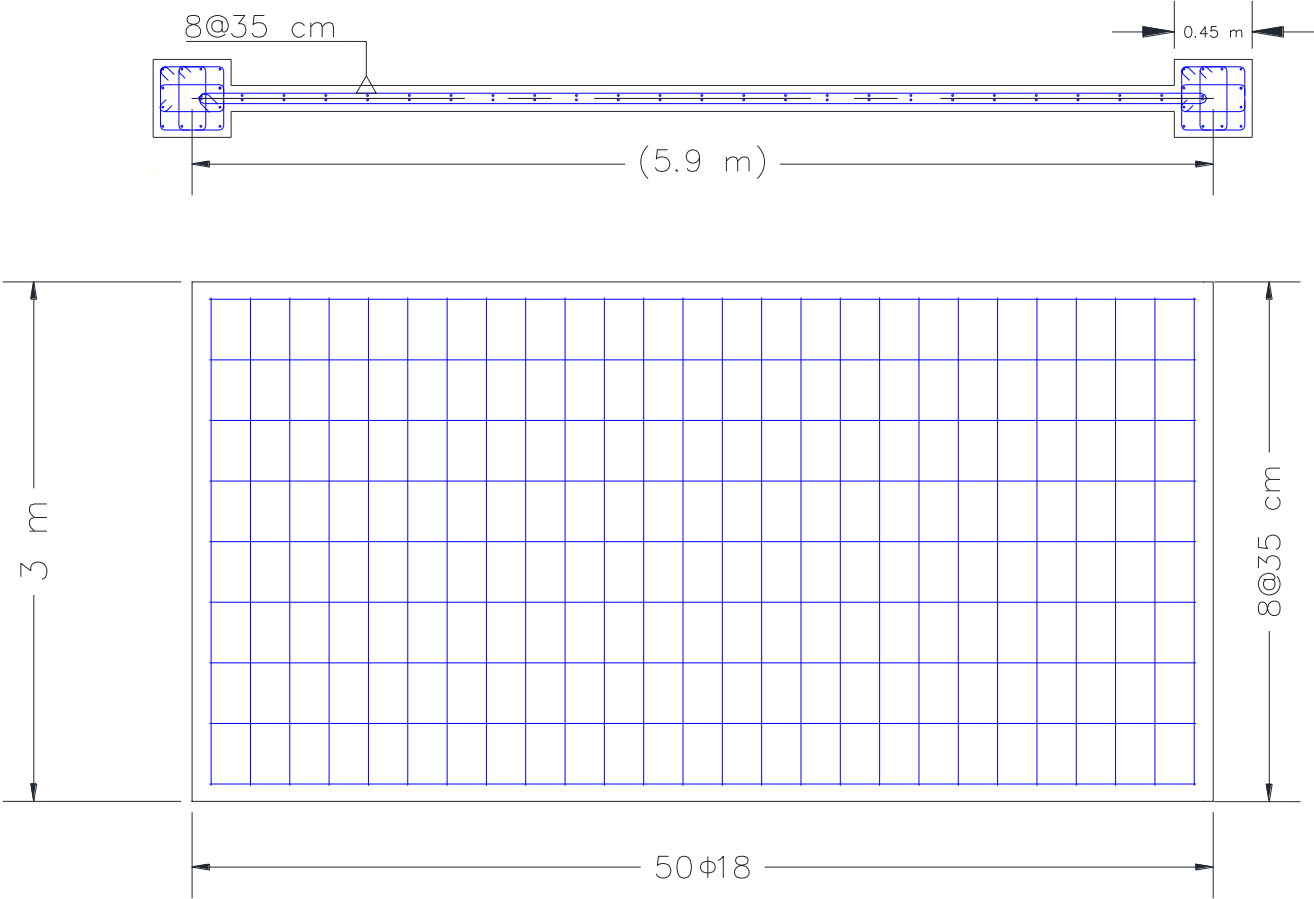


Figura 48

Muro de corte (5-6), para ejes A y F.

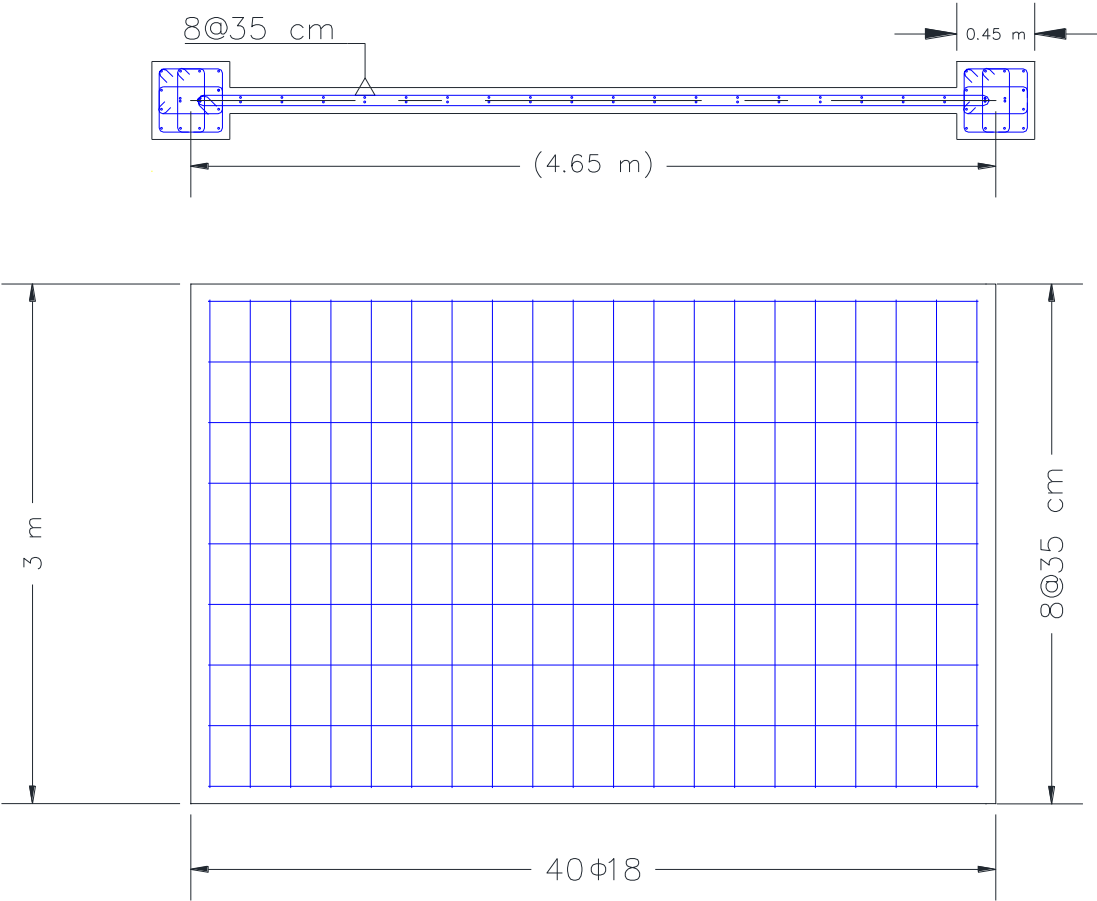
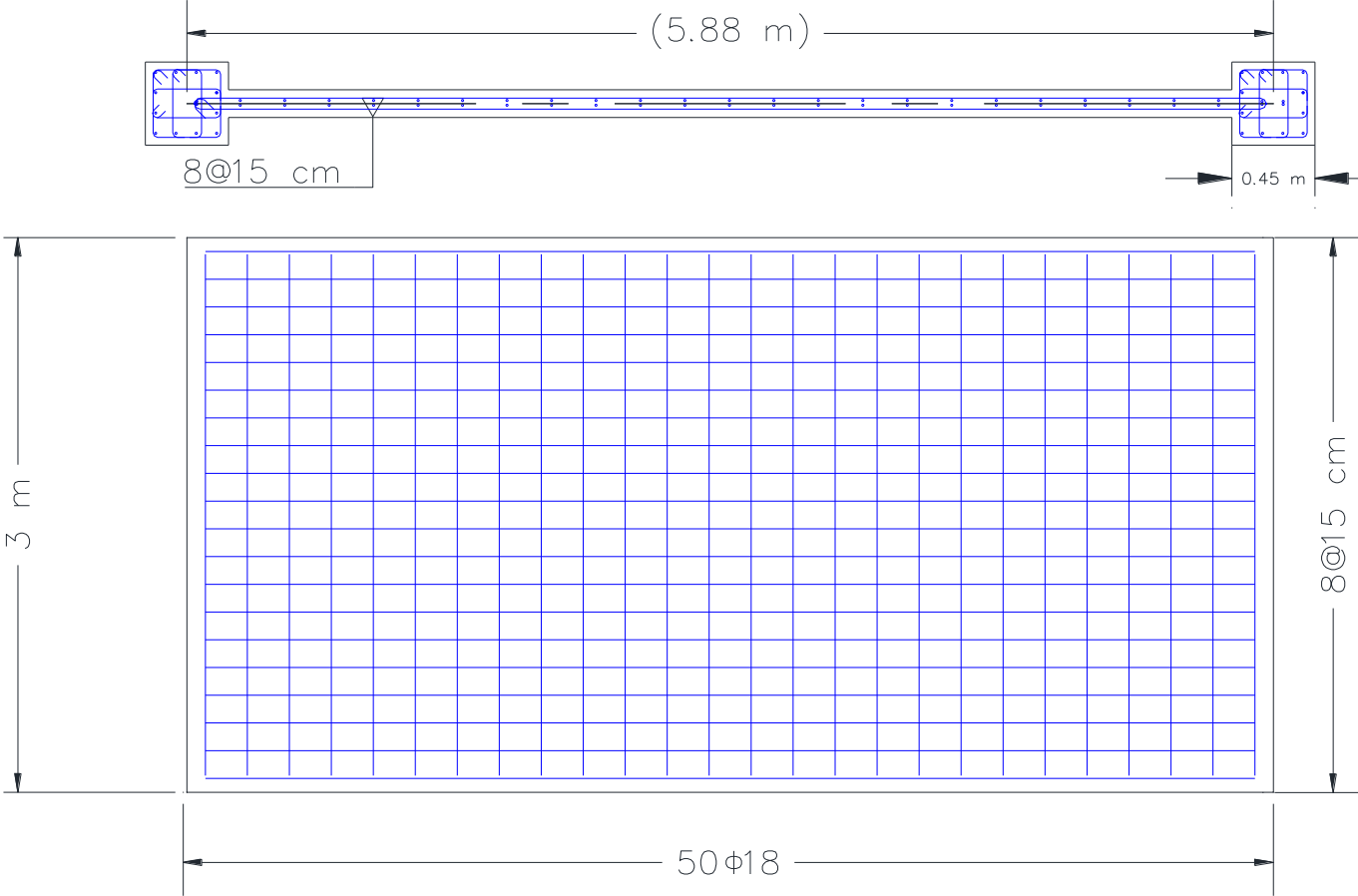


Figura 49

Muro de corte CD, para eje 6.



ANEXO G: Modos y periodos de vibración de análisis.

Tabla 79

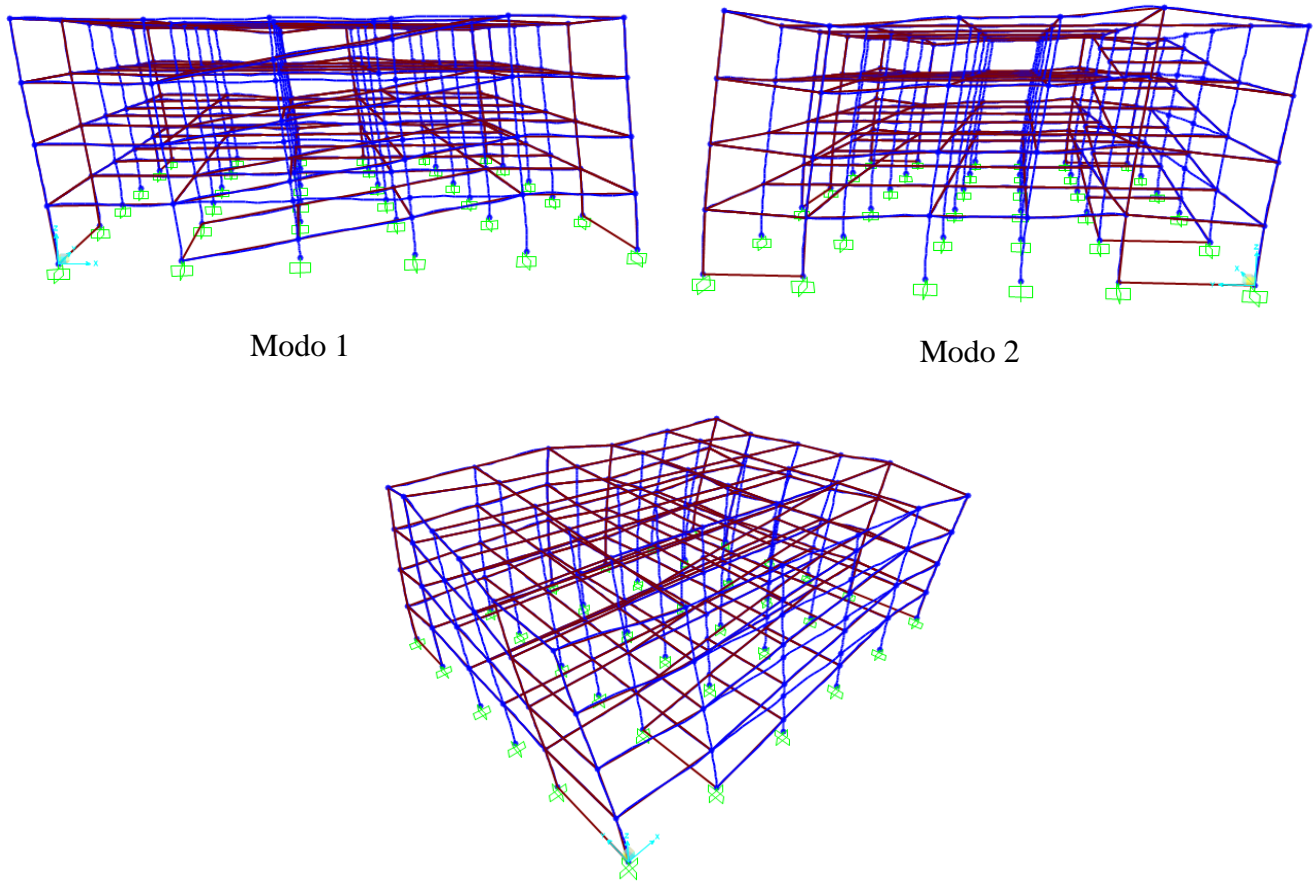
Períodos y sumatoria porcentual de participación modal de masa.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Peri. (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
Modal	1	0.278	0.8032	0.00001014	0.8032	0.00001014	7.09E-06	2.29E-01	3.80E-03
Modal	2	0.238	2.14E-05	0.7529	0.8032	0.7529	2.87E-01	3.32E-06	4.00E-04
Modal	3	0.17	8.40E-03	0.0002	0.8116	0.7531	2.74E-05	2.30E-03	7.55E-01
Modal	4	0.085	1.42E-01	3.376E-06	0.9532	0.7531	2.30E-06	6.17E-01	2.10E-03
Modal	5	0.066	5.22E-06	0.022	0.9533	0.7751	5.80E-02	1.69E-05	2.28E-06
Modal	6	0.063	1.50E-06	0.1737	0.9533	0.9487	4.83E-01	1.18E-06	2.20E-05
Modal	7	0.049	2.62E-02	3.394E-06	0.9795	0.9487	1.42E-05	8.16E-02	1.97E-02
Modal	8	0.046	7.20E-03	4.703E-06	0.9867	0.9488	5.74E-06	1.33E-02	1.72E-01
Modal	9	0.036	7.60E-03	0.00004996	0.9943	0.9488	2.00E-04	3.23E-02	3.00E-04
Modal	10	0.034	1.81E-05	0.0164	0.9943	0.9652	5.26E-02	1.00E-04	1.00E-04
Modal	11	0.033	0.00E+00	0.0189	0.9943	0.984	5.93E-02	6.95E-07	3.00E-04
Modal	12	0.027	2.93E-05	0.0073	0.9943	0.9913	2.67E-02	1.00E-04	1.90E-03
Modal	13	0.026	9.07E-07	4.327E-06	0.9943	0.9913	4.61E-05	3.15E-05	2.87E-05
Modal	14	0.026	3.23E-06	0.0001	0.9943	0.9914	1.00E-04	2.58E-05	1.00E-03
Modal	15	0.024	1.00E-04	0.0037	0.9944	0.9951	1.42E-02	2.00E-04	1.50E-02

Nota. Con 15 modos considerados tenemos para la dirección X una participación de masa de 99.44% y para la dirección y 99.51%.

Figura 50

Modos y períodos de vibración de análisis.



Nota. El primer modo es traslacional Modo 3 0.32% de participación de la masa y el segundo modo es traslacional en Y con 75.29% de participación de la masa.

ANEXO H: Diseño de losa.

Tabla 80

Tabla para el diseño de losa maciza.

Losa	Losa tipo	Lx m	Ly m	Lx/Ly	
RAMPA	5	5.9	5.9	1.0	
CaNeg	CbNeg	CaDL	CbDL	CaLL	CbLL
0.075	0	0.027	0.018	0.032	0.027

Ma (-) Kg-m/m	Ma (+) Kg-m/m	Mb (-) Kg-m/m	Mb (+) Kg-m/m
1866.0	732.0	185.3	556.0

Tabla 81

Armadura requerida en losa.

Losa	M Kg-m/m	b cm	d cm	As cm ²
RAMPA	Ma (-)	1866.0	100	2.7
	Ma (+)	732.0	100	2.7
	Mb (-)	185.3	100	2.7
	Mb (+)	556.0	100	2.7

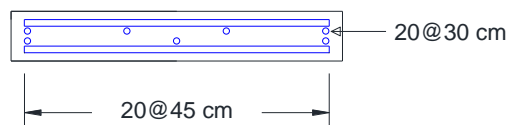
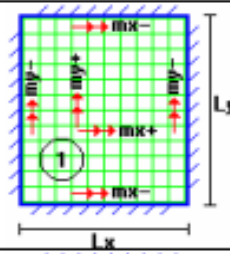
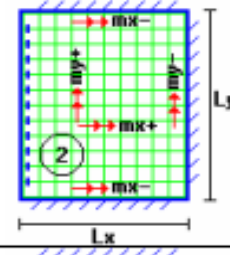
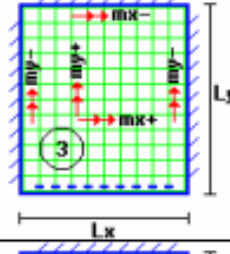
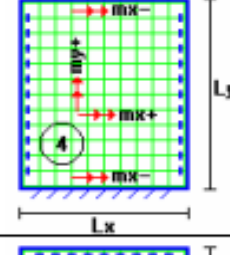
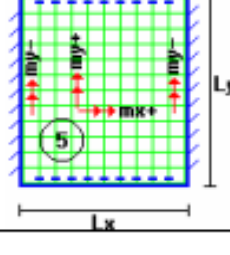


Figura 51

Coeficientes para el diseño de losa nervada en 2 direcciones.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008).

Tabla 82

Tablas para el diseño del paño más crítico de losa nervada en 2 direcciones.

Datos			Carga Muerta					
Nervios	10	cm	PP Losa	292.8	kg/m ²			
h nervios	20	cm	P. Bloq. Alig =	128	kg/m ²			
h placa	5	cm	Instalaciones	50	kg/m ²			
h losa	25	cm	Rec. de piso	120	kg/m ²			
Vol. Bloq.	0.032	m ³	Enlucido	50	kg/m ²			
P. de Bloq.	128	kg/m ²	Total WD	640.8	kg/m ²			
P. de Placa	120	kg/m ²	Carga Viva					
P. Nervios	172.8	kg/m ²	Uso de garaje	200	kg/m ²			
f'c	280	kg/cm ²	Vehiculos	162	kg/m ²			
f _y	4200	kg/cm ²	Total WL	362	kg/m ²			
rec	2.5	cm	WU =	1.2*WD+1.6*WL				
b	20	cm	WD =	640.8	kg/m ²			
d	22.5	cm	WL =	362	kg/m ²			
ρ min	0.003		WU =	1348.16	kg/m ²			
As min	1.50	cm ² /cm						
Losa	Losa tipo		Lx	Ly	Lx/Ly			
			m	m				
1-2-E-F	6		5.9	6	1.0			
4-5-A-B	1		5.6	5.9	0.95			
4-5-B-C	3		5.6	6	0.9			
5-6-A-B	6		4.7	6	0.8			
Losa	my (-)	my (+)	mx (-)	mx (+)	Muy (-) Kg-m/m	Muy (+) Kg-m/m	Mux (-) Kg-m/m	Mux (+) Kg-m/m
1-2-E-F	839	428	839	428	3937.4	2008.6	3937.4	2008.6
4-5-A-B	612	289	571	250	2587.4	1221.8	2414.1	1057.0
4-5-B-C	790	401	586	240	3340.0	1695.4	2477.5	1014.7
5-6-A-B	1120	621	852	369	3335.5	1849.4	2537.3	1098.9
Losa	VERIFICACIÓN DEL CORTANTE				Vu (Kg)	Vc (Kg)	φVc>Vu	
1-2-E-F					1937.98	2993.15	OK	
4-5-A-B					2015.5	2993.15	OK	
4-5-B-C					1937.98	2993.15	OK	
5-6-A-B					1860.5	2993.15	OK	

Tabla 83

Armadura requerida en losa nervada.

Losa	Momentos 		b	d	As
	Kg-m/m		cm	cm	cm²/cm
1-2-E-F	Muy (-)	3937.4	20	22.5	5.15
	Muy (+)	2008.6	100	22.5	2.38
	Mux (-)	3937.4	20	22.5	5.15
	Mux (+)	2008.6	100	22.5	2.38
4-5-A-B	Muy (-)	2587.4	20	22.5	3.25
	Muy (+)	1221.8	100	22.5	1.44
	Mux (-)	2414.1	20	22.5	3.02
	Mux (+)	1057.0	100	22.5	1.25
4-5-B-C	Muy (-)	3340.0	20	22.5	4.29
	Muy (+)	1695.4	100	22.5	2.01
	Mux (-)	2477.5	20	22.5	3.10
	Mux (+)	1014.7	100	22.5	1.20
5-6-A-B	Muy (-)	3335.5	20	22.5	4.28
	Muy (+)	1849.4	100	22.5	2.19
	Mux (-)	2537.3	20	22.5	3.18
	Mux (+)	1098.9	100	22.5	1.30

Losa	Asy (-)	Asy (+)	Asx (-)	Asx (+)	Asy (-)	Asy (+)	Asx (-)	Asx (+)
	cm²/cm	cm²/cm	cm²/cm	cm²/cm	cm²/nervio	cm²/nervio	cm²/nervio	cm²/nervio
1-2-E-F	5.15	2.38	5.15	2.38	2.57	1.19	2.57	1.19
4-5-A-B	3.25	2.01	1.50	3.02	1 φ18 mm	1 φ14 mm	1 φ18 mm	1 φ14 mm
					1.62	1.0	0.75	1.51
4-5-B-C	4.29	2.01	3.10	1.50	1 φ16 mm	1 φ12 mm	1 φ12 mm	1 φ16 mm
					2.14	1.0	1.55	0.75
5-6-A-B	4.28	2.19	3.18	1.50	1 φ18 mm	1 φ12 mm	1 φ16 mm	1 φ12 mm
					2.14	1.10	1.59	0.75
					1 φ18 mm	1 φ12 mm	1 φ16 mm	1 φ12 mm

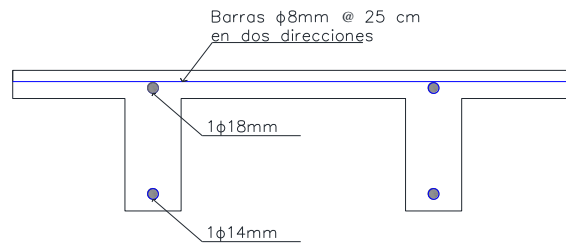
Armadura de retracción y temperatura

ρ min	0.0018	
b	100	cm
d	2.5	cm
As min	0.45	cm ²
e máx	25	cm
e máx	≤ 45	cm
e máx ult	25	cm

Malla de φ8 mm @ 25 cm

Figura 52

Detalle de losa en dirección Y

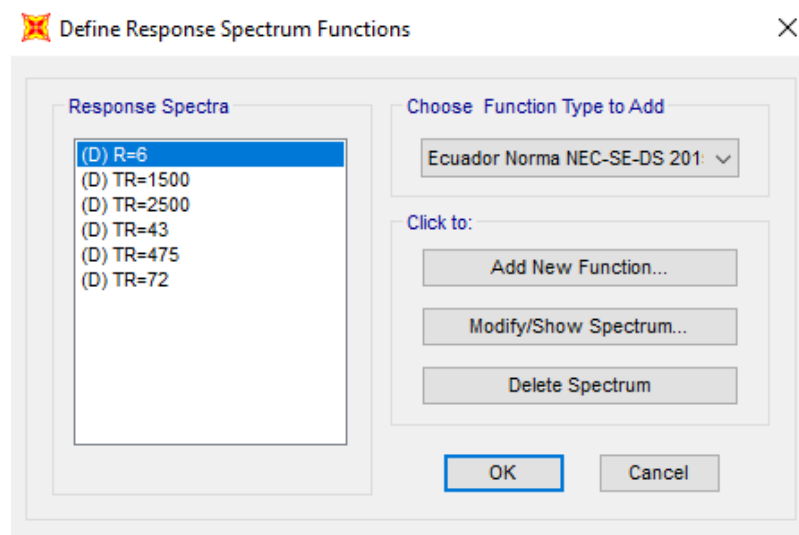


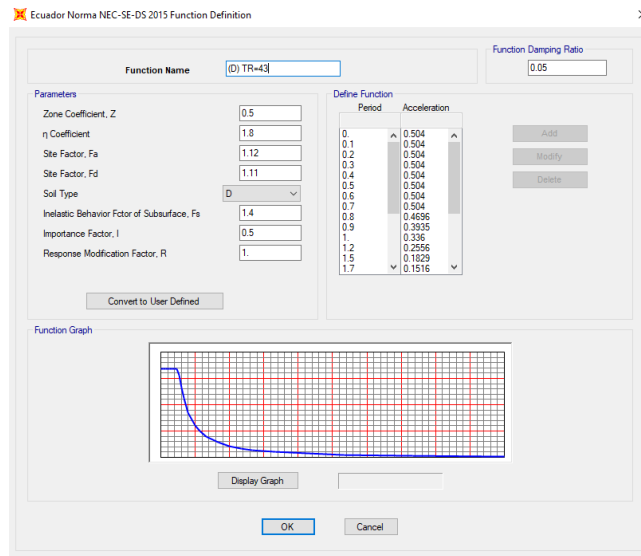
ANEXO I: Manual para proceso de análisis no lineal.

Una vez realizado el modelado de la estructura, la definición de las fuerzas aplicadas a los elementos y la verificación del cumplimiento de las normas en términos de derivas y torsiones, procedemos con la configuración del análisis no lineal.

Figura 53

Creación de las curvas de demandas para los distintos sismos considerados en el análisis.

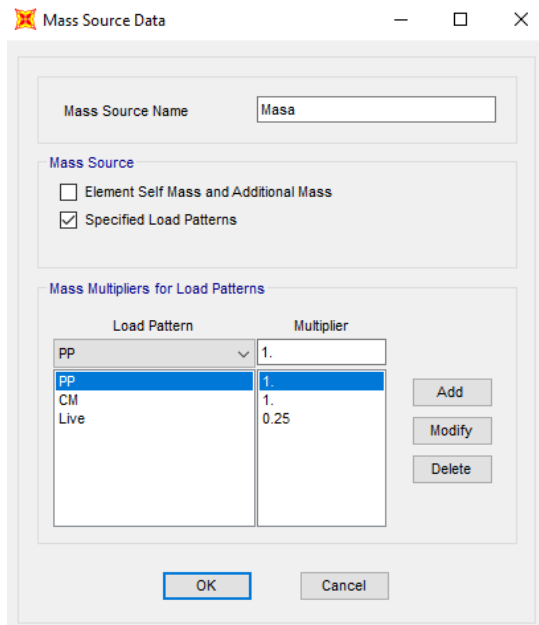




Nota. Curvas de demanda creadas para TR= 43,72, 475, 1500, 2500 años con factores de importancia 0.5, 0.6, 1, 1.3 y 1.5 respectivamente.

Figura 54

Creación de la masa sísmica para el análisis no lineal.



Nota. Definimos la masa por la que se multiplica la aceleración sísmica tomando en cuenta un porcentaje de la carga viva.

Figura 55

Creación de los patrones de cargas laterales en dirección X e Y.

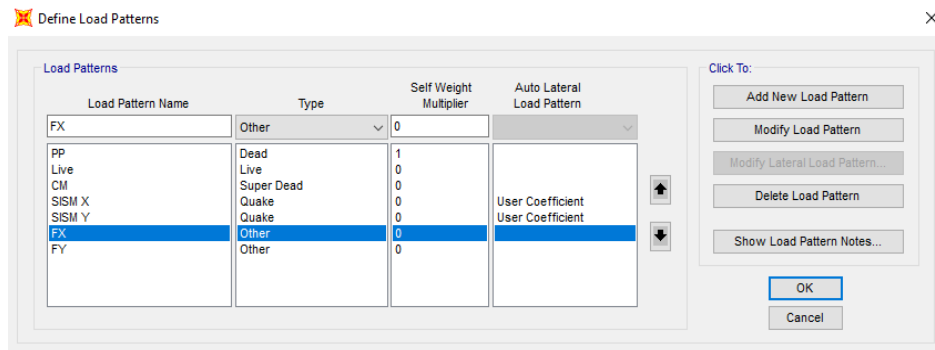


Tabla 84

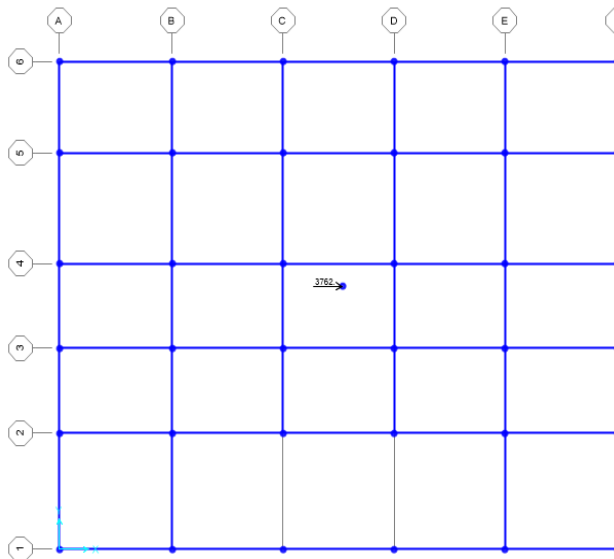
Centro de masa y rigideces de cada piso.

Piso	Diafragma	XCM m	YCM m
Piso 4	D4	15.0415	13.5395
Piso 3	D3	14.85	13.3126
Piso 2	D2	14.85	13.3126
Piso 1	D1	14.85	13.3126

Nota. Se crean nodos en centros de masa y rigideces de cada piso.

Figura 56

Aplicación de las cargas laterales en el nodo para la dirección X e Y.



Nota. Vista en planta del piso 4 correspondiente al patrón de cargas de la tabla 37 y 38.

Figura 57

Definición de los casos de carga no lineales.

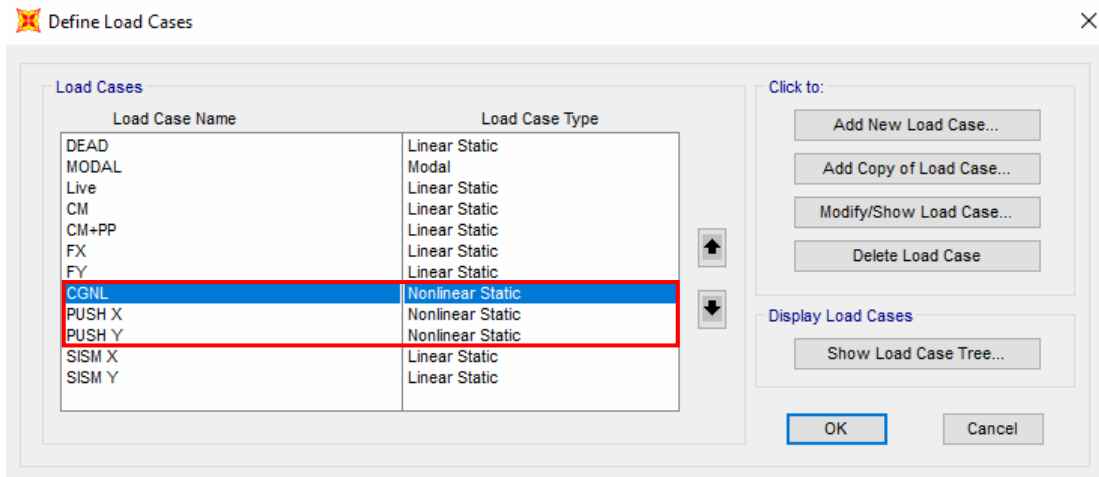


Figura 58

Configuración del caso gravitacional no lineal.

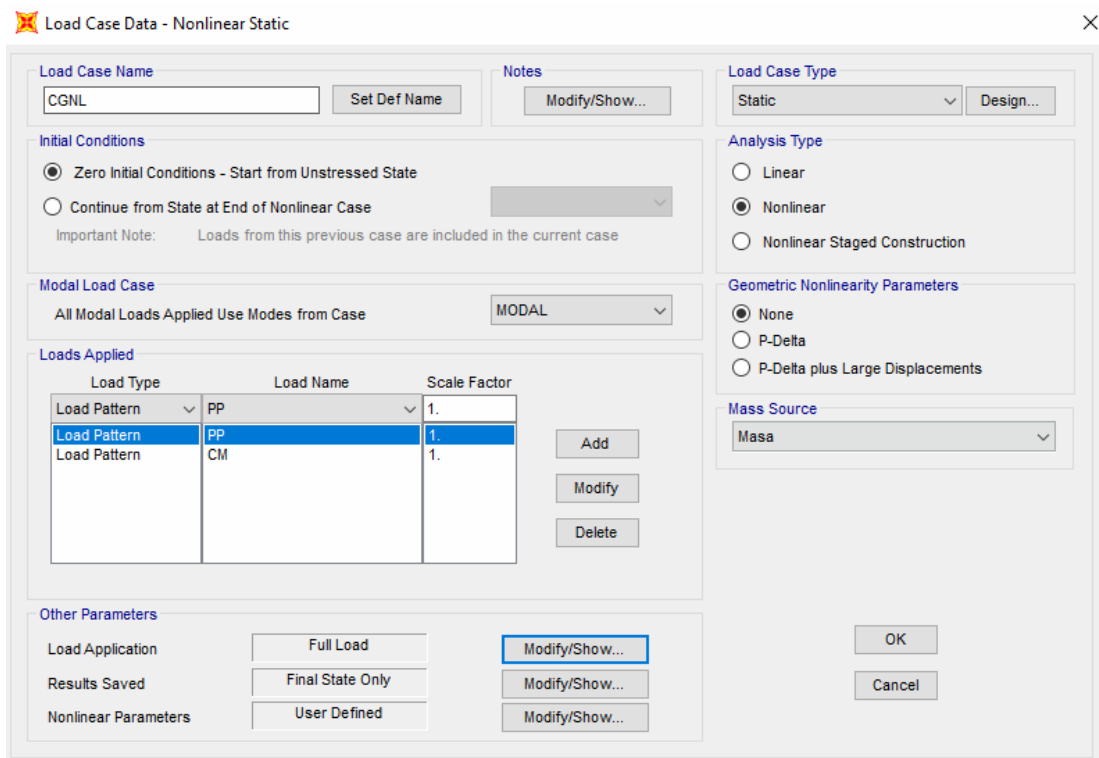


Figura 59

Configuración del PUSH X.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH X

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FX	1.
Load Pattern	FX	1.

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta

Mass Source: Masa

Nota. De la misma forma se crea el PUSH Y usando el caso de carga lateral en sentido Y.

Figura 60

Configuración del control de aplicación de carga para PUSH X.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 Full Load
 Displacement Control

Control Displacement:
 Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 1.

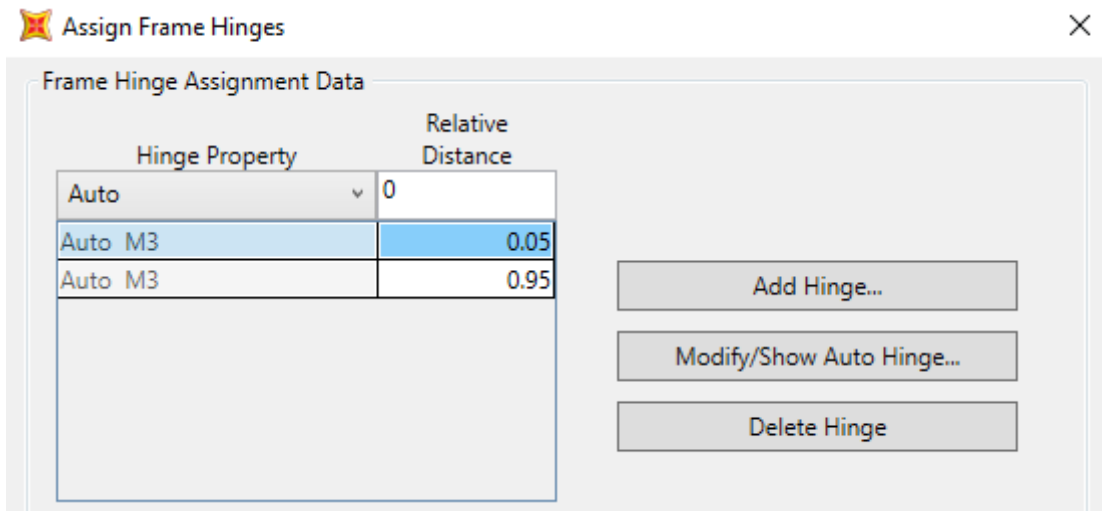
Monitored Displacement:
 DOF U1 at Joint 214
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements: None

Nota. Se realiza el monitoreo de desplazamiento en el nodo del último piso.

Figura 61

Ingreso rótula plástica en una viga.



Assign Frame Hinges

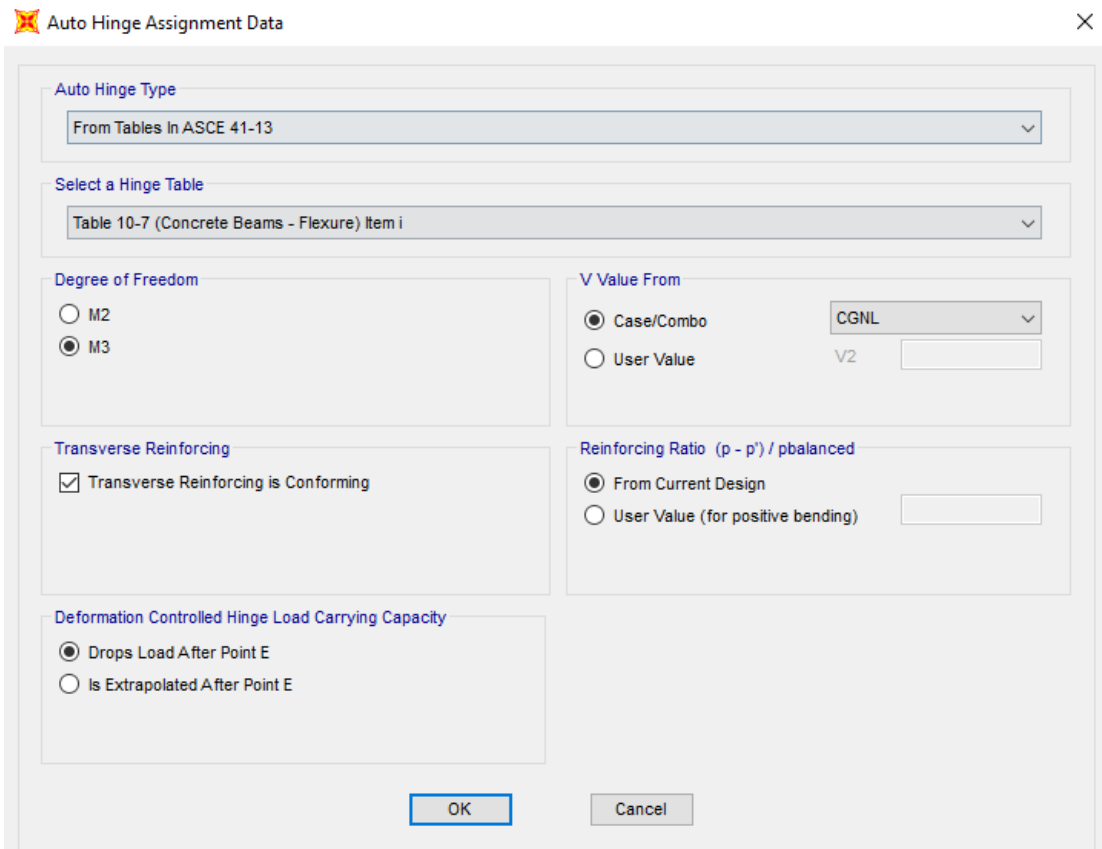
Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Add Hinge...

Modify/Show Auto Hinge...

Delete Hinge



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2, M3

V Value From: Case/Combo (CGNL), User Value (V2)

Transverse Reinforcing: Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$: From Current Design, User Value (for positive bending)

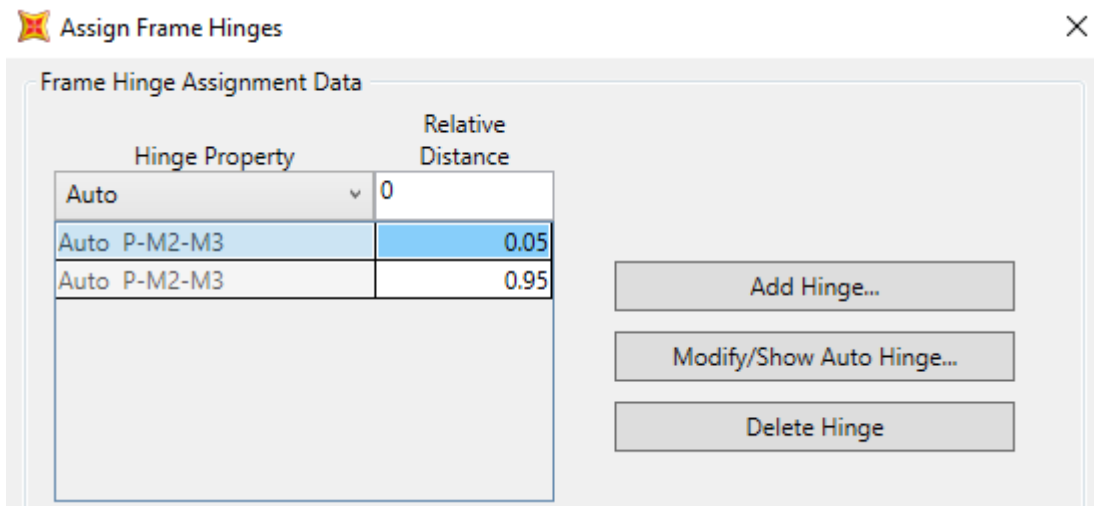
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Nota. Se asignan rótulas al 5% y 95% de la longitud de la viga.

Figura 62

Ingreso rótula plástica en una columna.

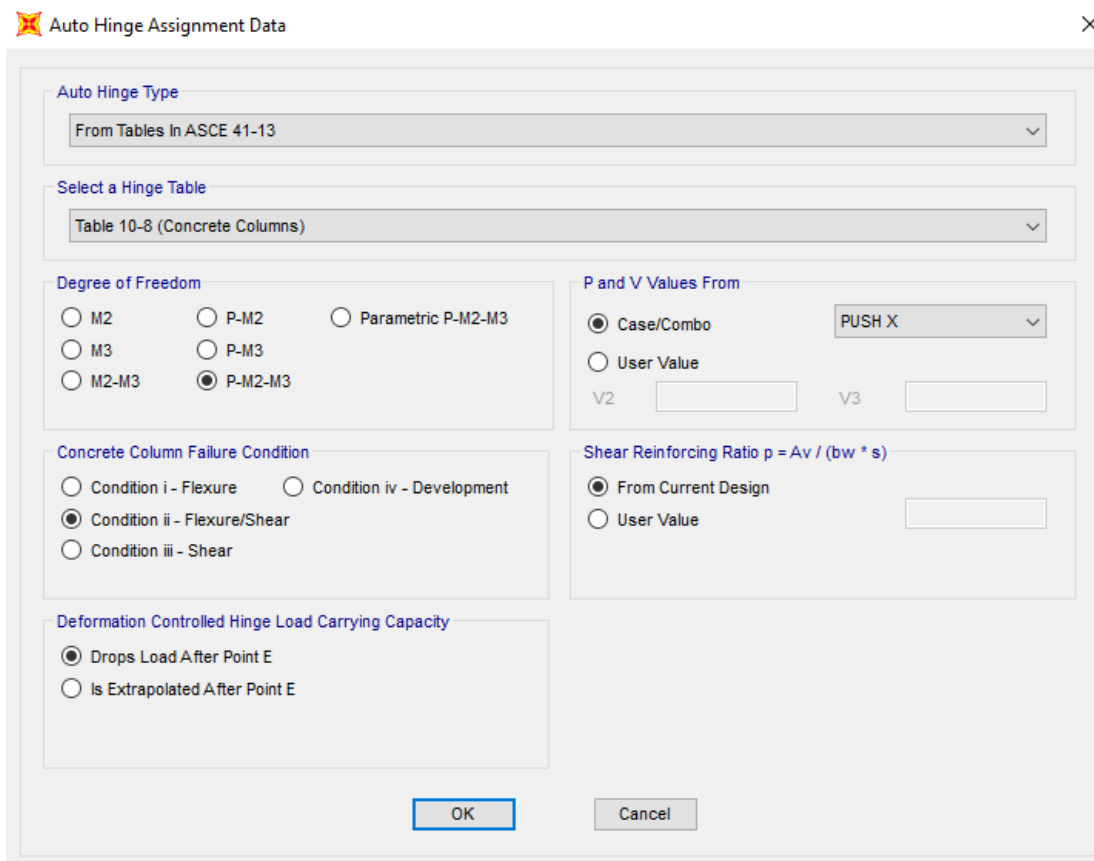


Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto P-M2-M3	0.05
Auto P-M2-M3	0.95

Add Hinge...
Modify/Show Auto Hinge...
Delete Hinge



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo PUSH X
 User Value
V2 V3

Concrete Column Failure Condition
 Condition i - Flexure Condition iv - Development
 Condition ii - Flexure/Shear
 Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Nota. Se asignan rótulas al 5% y 95% de la longitud de la columna.

Figura 63

Obtención de las curvas de capacidad sísmica PUSH X y PUSH Y.

