

**UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE  
SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA**

**VICERRECTORADO**

**CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**



**“COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DE DESEMPEÑO DE TRES  
ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES PARA UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR APORTICADO”**

**TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE  
MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**POSTULANTE:**

**NIGEL ANTONIO POQUECHOQUE ESPADA**

**SUCRE, FEBRERO DE 2024**

**UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE  
SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA**

**VICERRECTORADO**

**CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**



**“COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DE DESEMPEÑO DE TRES  
ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES PARA UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR APORTICADO”**

**TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE  
MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**POSTULANTE: NIGEL ANTONIO POQUECHOQUE ESPADA**

**TUTOR: MSC. ING. VLADIMIR CHACON**

**SUCRE, FEBRERO DE 2024**

## **CESIÓN DE DERECHOS**

Al presentar este trabajo como requisito previo para la obtención del Título de Magister en Ingeniería Estructural de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, autorizo al Centro de Estudios de Posgrado e Investigación o a la Biblioteca de la Universidad, para que se haga de este trabajo u documento disponible para su lectura, según normas de la Universidad.

También cedo a la Universidad Mayor, Real y Pontificias de San Francisco Xavier de Chuquisaca, los derechos de publicación de este trabajo o parte de él, manteniendo mis derechos de autor hasta un periodo de 30 meses posterior a su aprobación.

Nigel Antonio Poquechoque Espada

Sucre, 2 de Mayo del 2024

## AGRADECIMIENTOS

---

*A Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mis estudios, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.*

*A mi esposa, por su apoyo y ánimo que me brinda día a día para alcanzar nuevas metas, tanto profesionales como personales.*

*Al ingeniero Vladimir Chacón, por su valiosa tutoría, en el desarrollo de este proyecto.*

## TABLA DE CONTENIDO

---

1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	CONCEPTO	2
1.3	PREGUNTA	3
1.4	HIPÓTESIS	3
1.5	OBJETIVOS	3
	Objetivo General	3
	Objetivos Específicos	3
1.6	JUSTIFICACIÓN	3
1.7	MARCO TEÓRICO	4
1.8	DISEÑO METODOLÓGICO	5
1.9	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES	5
1.10	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	6

# TABLA DE CONTENIDO

---

## CAPITULO 1: MARCO TEÓRICO: DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

1.1	Introducción	7
1.2	Desempeño Sísmico	8
1.3	Niveles de Desempeño	9
1.4	Niveles de Desempeño Definidos por ATC-40	9
1.4.1	Niveles de Desempeño Para Elementos Estructurales	9
1.4.1.1	Ocupación Inmediata SP-1	9
1.4.1.2	Daño Controlado SP-2	10
1.4.1.3	Seguridad de la Vida SP-3	10
1.4.1.4	Seguridad Limitada SP-4	10
1.4.1.5	Estabilidad estructural SP-5	10
1.4.1.6	No considerado SP-6	11
1.4.2	Niveles de Desempeño Para Elementos No Estructurales	11
1.4.2.1	Operacional NP-A	11
1.4.2.2	Ocupación Inmediata NP-B	11
1.4.2.3	Seguridad de la vida NP-C	11
1.4.2.4	Amenaza Reducida NP-D	11
1.4.2.5	No considerado NP-E	12
1.5	Niveles de Desempeño para las Estructuras	12
1.5.1	Operacional 1-A	12
1.5.2	Ocupación Inmediata 1-B	12
1.5.3	Seguridad de la Vida 3-C	13
1.5.4	Próximo al Colapso 5-E	13
1.6	Niveles de Amenaza Sísmica	13
1.7	Objetivos de Desempeño	14
1.7.1	Edificaciones de Seguridad Crítica	15
1.7.2	Estructuras Esenciales	16
1.7.3	Estructuras Básicas	16

1.8	Curva de Capacidad Resistente de una Estructura	16
1.9	Análisis Estático No Lineal – Pushover	17
1.10	Representación Bilineal de la Curva de Capacidad	17
1.10.1	Sectorización de la Curva de Capacidad	18
1.11	Métodos para el Cálculo de la Demanda o Punto de Desempeño	19
1.12	Método de los Coeficientes de Desplazamiento	20
1.12.1	Determinación de Fuerzas, Desplazamientos y Deformaciones	21
1.13	Límites de los Niveles de Desempeño según la Deriva Máxima Permisible	23

## **CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO: EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADOS**

2.1	Introducción	24
2.2	Relación Momento Curvatura	25
2.1.1	Modelos Constitutivos Esfuerzo – Deformación para el Acero	26
2.1.2	Modelos Constitutivos Esfuerzo - Deformación para el Concreto	26
2.2	Diagrama Momento Curvatura M - $\emptyset$	27
2.3	Rótulas Plásticas	28
2.4	Diagramas y Criterios de Aceptación de acuerdo al FEMA 356	30
2.5	Modelación Estructural de la No Linealidad	33
2.6	Modelo de Plasticidad Concentrada	34

## **CAPITULO 3: CASOS DE ESTUDIO PARA UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR**

3.1	Descripción general	35
3.2	Descripción de la Configuración Estructural	38
3.3	Propiedades Mecánicas de los Elementos De Concreto Armado	39
3.4	Análisis de Cargas Gravitatorias	40
3.5	Niveles de Amenaza Sísmica Obtenidos	40
3.5.1	Sismo Máximo o Muy Raro	40
3.5.2	Sismo de Diseño o Raro	41

3.5.3	Sismo en Servicio u Ocasional	41
3.6	Primera Alternativa de Estructura [7N-SS]	43
3.6.1	Resumen Columnas	44
3.6.2	Resumen Vigas	44
3.6.3	Curva de Capacidad y su Representación Bilineal	44
3.6.4	Ductilidad por Desplazamiento del Sistema	46
3.6.5	Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440	46
3.6.6	Desempeño de Componentes Primarios	47
3.6.7	Verificación de las distorsiones de Entrepiso	50
3.7	Modelo Estructural Sismoresistente según GBDS 2020 [7N-CS]	51
3.7.1	Resumen Columnas	53
3.7.2	Resumen Vigas	53
3.7.3	Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones y de Diseño	53
3.7.3.1	Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones	54
3.7.3.2	Espectro de Diseño	54
3.7.4	Control de Deriva de Entrepiso de Acuerdo a la GBDS 2020	55
3.7.5	Periodos de los Primeros Modos de vibración	56
3.7.6	Cortante Basal Dinámico y Estático	56
3.7.7	Curva de Capacidad y su Representación Bilineal	57
3.7.8	Ductilidad del Sistema	58
3.7.9	Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440	58
3.7.10	Desempeño de Componentes Primarios	59
3.7.11	Verificación de las distorsiones de Entrepiso	63
3.8	Modelo Para un Objetivo de Desempeño como Estructura Esencial [7N-EE]	66
3.8.1	Resumen Columnas	67
3.8.2	Resumen Vigas	67
3.8.3	Curva de Capacidad y su Representación Bilineal	67
3.8.4	Ductilidad del Sistema	69
3.8.5	Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440	69
3.8.6	Desempeño de Componentes Primarios	70
3.8.7	Verificación de las distorsiones de Entrepiso	74

## **CAPITULO 4: COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DE DESEMPEÑO DE LAS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES**

4.1	Descripción General	78
4.2	Comparación Económica	79
4.3	Curvas de Desempeño	81
4.4	Representación Bilineal	84
4.5	Puntos de Desempeño en la Dirección X-X	84
4.6	Puntos de Desempeño en la Dirección Y-Y	87
4.7	Desplazamientos en X-X Según la Demanda Sísmica	91
4.8	Desplazamientos en Y-Y Según la Demanda Sísmica	93
4.9	Cortante Basal Según la Demanda Sísmica	97
4.10	Ductilidad por Desplazamiento de los Sistemas	99
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>100</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>102</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>104</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 1.1 Niveles de desempeño de las estructuras. FEMA 356, 2000.	12
Tabla 1.2 Descripción de los Niveles de Amenaza. FEMA 356, 2000	13
Tabla 1.3 Objetivos de desempeño. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995	14
Tabla 1.4 Sectorización de la Curva de Capacidad. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995	19
Tabla 1.5 Valores Para el Factor de Modificación $C_0$ . FEMA 356, 2000	22
Tabla 1.6 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996	23
Tabla 2.1 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos no Lineales en Vigas de Pórticos de Concreto Armado. FEMA 356, 2000	31
Tabla 2.2 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos no Lineales en Columnas de Pórticos de Concreto Armado. FEMA 356, 2000	32
Tabla 3.1 Características de Funcionamiento del Edificio Multifamiliar	35
Tabla 3.2 Niveles de Amenaza Sísmica Considerados	40
Tabla 3.3 Parámetros para la Elaboración de los Niveles de Amenaza según GBDS-2020	42
Tabla 3.4 Armado de Columnas, Estructura Sin Sismo [7N-SS]	44
Tabla 3.5 Armado de Vigas, Estructura Sin Sismo[7N-SS]	44
Tabla 3.6 Puntos de la Curva de Capacidad en “X” para su Representación Bilineal	44
Tabla 3.7 Puntos de la Curva de Capacidad en “Y” para su Representación Bilineal	45
Tabla 3.8 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996	50
Tabla 3.9 Derivas de Piso en “X” para un Sismo en Servicio	51
Tabla 3.10 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio	51
Tabla 3.11 Armado de Columnas, Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS]	53
Tabla 3.12 Armado de Vigas, Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS]	53
Tabla 3.13 Parámetros para la Elaboración del Espectro Elástico según GBDS 2020	54
Tabla 3.14 Parámetros para la Elaboración del Espectro de Diseño según GBDS 2020	55
Tabla 3.15 Control de Deriva de Entrepiso Según GBDS 2020	55
Tabla 3.16 Verificación Cortante Basal Dinámico Según GBDS 2020	56

Tabla 3.17 Puntos de la Curva de Capacidad en “X” para su Representación Bilineal	57
Tabla 3.18 Puntos de la Curva de Capacidad en “Y” para su Representación Bilineal	57
Tabla 3.19 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996	63
Tabla 3.20 Derivas de Piso en “X” para un Sismo en Servicio	64
Tabla 3.21 Derivas de Piso en “X” para un Sismo de Diseño	64
Tabla 3.22 Derivas de Piso en “X” para un Sismo Máximo	65
Tabla 3.23 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio	65
Tabla 3.24 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo de Diseño	65
Tabla 3.25 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo Máximo	66
Tabla 3.26 Armado de Columnas, Estructura Esencial [7N-EE]	67
Tabla 3.27 Armado de Vigas, Estructura Esencial [7N-EE]	67
Tabla 3.28 Puntos de la Curva de Capacidad en “X” para su Representación Bilineal	68
Tabla 3.29 Puntos de la Curva de Capacidad en “Y” para su Representación Bilineal	68
Tabla 3.30 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996	74
Tabla 3.31 Derivas de Piso en “X” para un Sismo en Servicio	75
Tabla 3.32 Derivas de Piso en “X” para un Sismo de Diseño	75
Tabla 3.33 Derivas de Piso en “X” para un Sismo Máximo	76
Tabla 3.34 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio	76
Tabla 3.35 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo de Diseño	76
Tabla 3.36 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo Máximo	77
Tabla 4.1 Resumen de Propiedades Bilineales por Estructura en “X”	84
Tabla 4.2 Resumen de Propiedades Bilineales por Estructura en “Y”	84
Tabla 4.3 Umbrales de Desempeño para la Curva Sectorizada en “X”	90
Tabla 4.4 Umbrales de Desempeño para la Curva Sectorizada en “Y”	90
Tabla 4.5 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996	94
Tabla 4.6 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-EE] Para el Sismo Máximo	95
Tabla 4.7 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-EE] Para el Sismo de Diseño	95
Tabla 4.8 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-CS] Para el Sismo de Diseño	95
Tabla 4.9 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-CS] Para el Sismo en Servicio	96
Tabla 4.10 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-SS] Para el Sismo en Servicio	96
Tabla 4.11 Objetivos de desempeño. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995	96

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1.1 Superficie que Muestra los Costos Relativos de Varios Objetivos de Desempeño. FEMA 274, 1997	15
Figura 1.2 Representación del Pushover y la Curva de Capacidad. Roberto Aguiar, 2002	17
Figura 1.3 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad. Roberto Aguiar, 2002	18
Figura 1.4 Sectorización de la Curva de Capacidad. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995	19
Figura 1.5 Esquematación Ilustrativa del Proceso de Estimación del Desplazamiento Objetivo por el Método de los Coeficientes. FEMA 440, 2005	20
Figura 1.6 Curva Idealizada Fuerza – Desplazamiento. FEMA 440, 2005	21
Figura 2.1 Diagrama Momento Curvatura de una Sección. Gianfranco Ottazzi, 2015	25
Figura 2.2 Diagramas de Esfuerzo - Deformación para el Acero. Paulay y Priestley, 1992	26
Figura 2.3 Diagramas de Esfuerzo - Deformación para el Concreto. Paulay y Priestley, 1992	27
Figura 2.4 Curvatura de un Elemento. Gianfranco Ottazzi, 2015	27
Figura 2.5 Puntos Notables del Diagrama Momento Curvatura. Roberto Aguiar, 2003	28
Figura 2.6 Idealización de la concentración de Rótulas en los extremos. Paulay y Priestley, 1992	28
Figura 2.7 Diagramas Momento – Curvatura y Momento – Giro de una viga de 25x50. Elaboración Propia	29
Figura 2.8 Relación Fuerza deformación generalizada para pórticos de concreto armado. FEMA 356, 2000	30
Figura 2.9 Diagrama Momento-Curvatura Sectorizado. FEMA 356, 2000	33
Figura 2.10 Modelos Idealizados de Plasticidad Concentrada. Gregory G, 2010	33
Figura 2.11 Modelo de Plasticidad Concentrada y Sistema de Coordenadas. Roberto Aguiar, 2003	34

Figura 3.1 Distribución Arquitectónica de Departamentos Nivel 1-6	36
Figura 3.2 Distribución Arquitectónica Garaje Planta Baja.	37
Figura 3.3 Geometría de la Configuración Estructural.	39
Figura 3.4 Niveles de Amenaza Sísmica Considerados en el Estudio	42
Figura 3.5 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Sin Sismo [7N-SS]	43
Figura 3.6 Curva de Capacidad en “X” [7N-SS] y su Representación Bilineal	45
Figura 3.7 Curva de Capacidad en “Y” [7N-SS] y su Representación Bilineal	45
Figura 3.8 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “X” [7N-SS]	46
Figura 3.9 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “Y” [7N-SS]	47
Figura 3.10 Paso 7 del Análisis Pushover en “X”.	48
Figura 3.11 Paso 9 del Análisis Pushover en “X”	48
Figura 3.12 Paso 9 del Análisis Pushover en “Y”	49
Figura 3.13 Paso 11 del Análisis Pushover en “Y”	50
Figura 3.14 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Con Sismo [7N-CS]	52
Figura 3.15 Espectro Elástico de Pseudoaceleración en X y Y	54
Figura 3.16 Espectro de Diseño Según GBDS 2020 en X y Y	55
Figura 3.17 Modos de Vibración de la Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS]	56
Figura 3.18 Curva de Capacidad en “X” [7N-CS] y su Representación Bilineal	57
Figura 3.19 Curva de Capacidad en “Y” [7N-CS] y su Representación Bilineal	58
Figura 3.20 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “X” [7N-CS]	58
Figura 3.21 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “Y” [7N-CS]	59
Figura 3.22 Paso 6 del Análisis Pushover en “X”	60
Figura 3.23 Paso 9 del Análisis Pushover en “X”	60
Figura 3.24 Paso 11 del Análisis Pushover en “X”	61
Figura 3.25 Paso 8 del Análisis Pushover en “Y”	62
Figura 3.26 Paso 10 del Análisis Pushover en “Y”	62
Figura 3.27 Paso 13 del Análisis Pushover en “Y”	63
Figura 3.28 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Esencial [7N-EE]	66
Figura 3.29 Curva de Capacidad en “X” [7N-EE] y su Representación Bilineal	68
Figura 3.30 Curva de Capacidad en “Y” [7N-EE] y su Representación Bilineal	69

Figura 3.31 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “X” [7N-EE]	69
Figura 3.32 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en “Y” [7N-EE]	70
Figura 3.33 Paso 5 del Análisis Pushover en “X”	71
Figura 3.34 Paso 7 del Análisis Pushover en “X”	71
Figura 3.35 Paso 9 del Análisis Pushover en “X”	72
Figura 3.36 Paso 7 del Análisis Pushover en “Y”	73
Figura 3.37 Paso 8 del Análisis Pushover en “Y”	73
Figura 3.38 Paso 11 del Análisis Pushover en “Y”	74
Figura 4.1 Presupuesto Estructural en % de Cada Alternativa Estudiada.	79
Figura 4.2 Resumen de Volumen de Concreto por Elemento Para Cada Estructura	80
Figura 4.3 Resumen de Volumen de Concreto Total Para Cada Estructura	80
Figura 4.4 Resumen de Cantidad de Refuerzo por Elemento Para Cada Estructura	81
Figura 4.5 Resumen de Cantidad Total de Acero de Refuerzo.	81
Figura 4.6 Curvas de Desempeño en X-X	82
Figura 4.7 Cortante Basal – Capacidad Máxima en “X”	82
Figura 4.8 Curvas de Desempeño en Y-Y	83
Figura 4.9 Cortante Basal – Capacidad Máxima en “Y”	83
Figura 4.10 Puntos de desempeño para un Sismo en Servicio en “X”	85
Figura 4.11 Puntos de desempeño para un Sismo de Diseño en “X”	86
Figura 4.12 Puntos de desempeño para un Sismo de Máximo en “X”	87
Figura 4.13 Puntos de desempeño para un Sismo en Servicio en “Y”	88
Figura 4.14 Puntos de desempeño para un Sismo de Diseño en “Y”	89
Figura 4.15 Puntos de desempeño para un Sismo de Máximo en “Y”	90
Figura 4.16 Desplazamientos en X-X para un Sismo en Servicio	91
Figura 4.17 Desplazamientos en X-X para un Sismo de Diseño	92
Figura 4.18 Desplazamientos en X-X para un Sismo Máximo	92
Figura 4.19 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo en Servicio	93
Figura 4.20 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo de Diseño	93
Figura 4.21 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo Máximo	94
Figura 4.22 Cortante Basal en X-X Para Todos los Niveles de Amenaza	97
Figura 4.23 Cortante Basal en Y-Y Para Todos los Niveles de Amenaza	97

Figura 4.24 Cortante Basal Previo al Colapso Para Cada Estructura	98
Figura 4.25 Ductilidad del Sistema en Ambas Direcciones Para Cada Estructura	99

## ABSTRACT

---

The traditional earthquake-resistant design procedure of the Bolivian Seismic Design Guide does not incorporate concepts of multiple levels of performance, multiple seismic events, non-linear analysis of the elements, local or global acceptance criteria, in addition, its design philosophy does not necessarily imply that the structure has an acceptable behavior during moderate and high intensity earthquakes. For this reason, it is necessary to study the concept of Seismic Design based on performance and change the traditional design philosophy.

In this work, 3 frame structures alternatives have been designed for a multi-family 7-story building, the first structural alternative was designed only for gravitational loads, the second was designed with the traditional dynamic modal spectral procedure of the GBDS and the third was designed based on performance as an Essential Structure. Then the performance and the economic difference have been compared between each alternative for different levels of seismic hazards in our city.

The results obtained allow us to know the economic costs of each alternative and the expected performance, so that a future owner can make the best decision regarding the life and performance for his project.

**Keywords:** Performance based seismic design, economic comparison, pushover analysis, seismic performance.

El procedimiento de diseño sismoresistente tradicional de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico no incorpora conceptos de múltiples niveles de desempeño, múltiples eventos sísmicos, análisis no lineales de los elementos, criterios de aceptación local o global, además, su filosofía de diseño no implica necesariamente que la estructura tenga un comportamiento aceptable durante sismos de moderada y alta intensidad. Por esta razón se hace necesario estudiar el concepto de Diseño Sísmico por desempeño y cambiar la filosofía de diseño tradicional.

En este trabajo se diseñó 3 alternativas de estructuras aporticadas de un edificio multifamiliar de 7 niveles, la primera alternativa estructural fue diseñada solo para cargas gravitacionales, la segunda se diseñó con el procedimiento tradicional dinámico modal espectral de la GBDS y la tercera se diseñó basada en el desempeño como una Estructura Esencial. Luego se ha comparado el desempeño y la diferencia económica que existe entre cada alternativa para distintos niveles de amenaza sísmica pertinentes de nuestra ciudad.

Los resultados obtenidos, permiten conocer los costos económicos de cada alternativa y el desempeño esperado, para que un futuro propietario tome la mejor decisión respecto a la vida y desempeño que tendrá su proyecto.

**Palabras clave:** Diseño basado en desempeño, comparación económica, análisis pushover, desempeño sísmico.

# **COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DE DESEMPEÑO DE TRES ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES PARA UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR APORTICADO**

## **1.1 INTRODUCCIÓN**

Los códigos sísmicos tradicionales proporcionan los criterios mínimos a seguir para el diseño sismoresistente de las edificaciones, sin embargo, no incorporan conceptos de: múltiples niveles de desempeño, múltiples eventos sísmicos, análisis no lineales de los elementos, criterios de aceptación local, etc.

Los objetivos básicos son de resguardar la vida de las personas durante sismos moderados. Bajo un sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, una estructura podría experimentar daños considerables con baja probabilidad de colapso.

Diversas partes del mundo sugieren que estos objetivos y filosofía de diseño no necesariamente implican un comportamiento aceptable ante sismos de diferente intensidad, como sucedió en Northridge-USA el 17/01/1994 (Bonett, 2003), donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismoresistente no colapsaron y se perdieron pocas vidas humanas, las pérdidas económicas y los daños a la propiedad se estimaron en 13 a 40 mil millones de

dólares, siendo uno de los desastres naturales más costosos en la historia de los Estados Unidos, (Morante, 2023).

En Northridge, muchos edificios de apartamentos tenían etiquetas rojas, lo que significa que eran inhabitables”, “Los parques en el Valle de San Fernando estaban abarrotados de personas que dormían en tiendas de campaña” a la intemperie porque no podían regresar a sus casas. (San Fernando Valley Sun 2024).

Si bien luego de ocurrir el sismo las estructuras sismoresistentes no colapsaron, se han observado daños de tal magnitud que impidieron continuar el uso de la edificación por tener un alto riesgo de colapso por réplicas y luego tener que demoler las estructuras porque los costos de reparación y refuerzo eran muy altos.

Cuando un edificio multifamiliar tiene que ser demolido después de un sismo por haber sufrido daños de gran magnitud, como se vio en Northridge muchas familias quedan sin un lugar donde vivir, es cierto que el objetivo de resguardar la vida humana se cumplió, pero la situación sigue siendo indeseable para los propietarios.

Por ello se ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sismoresistente tradicional no es tan alta, y que hoy en día se debe implementar el diseño por desempeño a un proyecto de consultoría para dar lugar a estructuras que satisfagan las necesidades más avanzadas de las sociedades modernas y ha originado una tendencia clara de cambiar la filosofía de diseño de resistencia al concepto de desempeño estructural. (Aguilar, 2002)

## **1.2 CONCEPTO**

El diseño sísmico basado en desempeño es un método de fácil aplicación que se basa en la premisa de que el comportamiento de una estructura puede predecirse y diseñarse considerando distintos niveles de amenaza estableciendo ciertos límites de daño.

### **1.3 PREGUNTA**

¿De qué manera se puede diseñar una estructura para distintos niveles de amenaza, mejorar su desempeño y evaluar el presupuesto de la misma?

### **1.4 HIPÓTESIS**

El Diseño Sísmico por Desempeño en edificios aporticados permite evaluar y diseñar una estructura considerando distintos niveles de amenaza, establecer ciertos límites de daño y mejorar el desempeño evaluando su presupuesto.

### **1.5 OBJETIVOS**

#### **Objetivo General**

Comparar la capacidad, desempeño y el costo de tres alternativas estructurales de concreto armado aporticado para un edificio multifamiliar, mediante análisis estático no lineal, tomando en cuenta la sismicidad de nuestra región.

#### **Objetivos Específicos**

- Definir las metodologías existentes concernientes al análisis estático no lineal y desempeño de estructuras de concreto armado aporticadas.
- Definir modelos de estructuras de concreto armado aporticado como alternativas que correspondan a un edificio multifamiliar.
- Analizar la respuesta de las alternativas estructurales definidas ante cargas laterales.
- Evaluar los resultados comparando el desempeño obtenido de cada una de las alternativas, para los niveles de amenaza sísmica esperados.

### **1.6 JUSTIFICACIÓN**

Muchas estructuras son diseñadas con los códigos sismoresistentes tradicionales, los cuales de alguna manera han permitido mejorar la calidad de las estructuras, sin embargo, no incorporan conceptos de múltiples niveles de desempeño, múltiples eventos sísmicos, análisis no lineales de los elementos, criterios de aceptación local o global, etc.

Diversas partes del mundo son evidencia de que luego de haber ocurrido un sismo, muchas estructuras sufrieron daños en sus elementos de tal magnitud que tuvieron que discontinuar

el uso para precautelar un posible colapso por réplicas sísmicas, o peor aún, sucedió el caso en que, los costos de reparación y reforzamiento de la estructura eran tan altos que ha sido más económico tener que demoler y perder la edificación. Por este motivo, muchas familias han perdido su vivienda y muchos edificios comerciales tuvieron que detener sus actividades económicas.

Por todo lo mencionado, en un proyecto estructural se considera necesario presentar varias alternativas estructurales y conocer el desempeño para diferentes sismos de cada una de ellas, así también el costo para que el propietario pueda tomar la mejor decisión respecto la vida y desempeño de su proyecto.

## **1.7 MARCO TEÓRICO**

### **Análisis Estático No Lineal Pushover**

El Análisis Estático no Lineal consiste en llevar a una estructura que se conoce sus características y sus armados al colapso, esto se logra colocando cargas laterales incrementales, las cuales se aplican en la misma dirección hasta que la estructura llegue al fallo (Aguilar, 2002).

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para poder estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución de fuerzas esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F$  que se incrementa de manera creciente (monotónica), hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad. Utilizando este procedimiento, es posible identificar las secuencias de fisuración, cedencia y fallo de los componentes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

Está demostrado que el Análisis Pushover estima bien la respuesta de edificios dentro del rango inelástico de una manera similar al grado de exactitud del método de Espectro de Respuesta cuando esta estima la respuesta elástica de sistemas estructurales, por lo tanto, el Análisis Pushover es suficientemente preciso para su aplicación práctica en la evaluación de edificios y en su diseño (Chopra y Goel, 2002).

## **Diseño Basado en Desempeño**

El diseño basado en el desempeño sísmico se basa en la premisa de que el comportamiento de una estructura puede predecirse, consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites. (Bertero, 1997).

## **1.8 DISEÑO METODOLÓGICO**

### **Alcance del estudio**

El presente estudio será de tipo exploratorio, realizando el diagnóstico necesario para determinar el comportamiento del tema en análisis.

**Exploratorio.** Se realizará una investigación sobre el desempeño de estructuras aporticadas de concreto armado de un edificio multifamiliar, teniendo modelos matemáticos que se analizarán y estudiarán por separado, obteniendo resultados finales para compararlos.

**Diagnóstico.** Mediante modelos matemáticos se estudiará el comportamiento no lineal de distintas opciones de estructuras de concreto armado aporticadas correspondiente a un edificio multifamiliar.

La primera estructura será diseñada sin sismo, sin control lateral y solo con cargas gravitacionales, la segunda estructura será diseñada con acciones sísmicas por el método dinámico modal espectral tradicional, por último, la tercera estructura será diseñada para un nivel de desempeño como Estructura Esencial. Finalmente se realizará una comparación del desempeño y costo de las distintas estructuras mencionadas.

## **1.9 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES**

### **Variables Independientes**

La sismicidad de análisis (Nivel de Amenaza):

- Sismo en Servicio
- Sismo de Diseño
- Sismo Máximo

Altura del Edificio Multifamiliar

- 7 pisos. (7N)

#### Sistema Estructural

- Estructura de Concreto Armado Aporticado

#### Tipo de Diseño

- Sin Sismo
- Dinámico Modal Espectral
- Desempeño como Estructura Esencial

#### **Variables dependientes**

##### Curvas de desempeño de las estructuras

- Coordenadas de los puntos de desempeño
- Puntos para la representación bilineal

##### Nivel de Desempeño sísmico

- Totalmente Operacional
- Operacional
- Resguardo de la vida
- Próximo al colapso

##### Derivas

- Deriva total
- Deriva elástica
- Deriva Inelástica

##### Punto de desempeño de las estructuras

- D, V [cm, Ton] Coordenadas del punto de desempeño

### **1.10 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

El método empleado será correspondiente al análisis estático no lineal de las estructuras, es decir el análisis Pushover, además del análisis dinámico modal espectral. El cálculo del desempeño será por el método de los coeficientes del FEMA 440.

También se utilizará modelación numérica por software, mediante la creación de modelos estructurales computacionales en el software SAP2000, en el cual se efectuarán los análisis estáticos no lineales.

---

# MARCO TEÓRICO: DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

## 1.1 Introducción

Los códigos sísmicos en general tienen como objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir un sismo con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, con daños considerables y baja probabilidad de colapso.

Con esta filosofía de diseño de la normativa, se observa que el daño potencial de las estructuras no es cuantificado solo estimado debido que en el procedimiento de diseño se considera un movimiento del terreno para el cual la edificación no debe colapsar.

Afirmar que, para sismos de diseño la estructura espera daños considerables y baja probabilidad de colapso, no implica necesariamente que el comportamiento esperado de la estructura sea aceptable como ha podido comprobarse en EEUU, 17/01/1994, Italia 16/09/1997 y 14/10/1997, donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismoresistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. (Bonett, 2003).

Estas deficiencias detectadas en la filosofía de diseño de las normativas han originado una tendencia de incorporar el concepto de diseño por desempeño estructural, por medio del cual con esta nueva filosofía es posible controlar y predecir tanto el comportamiento y el daño de la estructura.

## **1.2 Desempeño Sísmico**

El diseño basado en el desempeño sísmico se basa en la premisa de que el comportamiento de una estructura puede predecirse, consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites. (Bertero, 1997).

La ingeniería basada en el desempeño sísmico es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, las comprobaciones de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del proyecto y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. (Bonett, 2003).

El desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales:

- Nivel de Desempeño
- Nivel de Amenaza
- Desempeño Esperado de la Edificación

### **1.3 Niveles de Desempeño**

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales, (Bonett, 2003):

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

El ATC-40, el FEMA 356 y el SEAOC Vision 2000 Committee presentan niveles de desempeño muy idénticos, se definen por el nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en las componentes no estructurales.

### **1.4 Niveles de Desempeño Definidos por ATC-40**

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

#### **1.4.1 Niveles de Desempeño Para Elementos Estructurales**

Se definen tres estados de daño discretos: la ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural.

Adicionalmente se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos permiten discriminar de una forma más adecuada y útil el nivel de desempeño de la estructura. Estos niveles se identifican por la abreviación SP-n (Structural Performance y un número que varía del 1 al 6 que es “n”).

##### **1.4.1.1 Ocupación Inmediata SP-1**

Los daños son limitados y de tal magnitud que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las condiciones de capacidad y resistencia que antes de

ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

#### **1.4.1.2 Daño Controlado SP-2**

Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

#### **1.4.1.3 Seguridad de la Vida SP-3**

Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

#### **1.4.1.4 Seguridad Limitada SP-4**

Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

#### **1.4.1.5 Estabilidad estructural SP-5**

Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de la rigidez y resistencia en los elementos estructurales.

A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

#### **1.4.1.6 No considerado SP-6**

Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

### **1.4.2 Niveles de Desempeño Para Elementos No Estructurales**

Se consideran 4 niveles de desempeño: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con las abreviaciones NP-n. NP son las siglas de (Nonstructural Performance y “n” es una letra que varía entre A y E).

#### **1.4.2.1 Operacional NP-A**

Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

#### **1.4.2.2 Ocupación Inmediata NP-B**

A pesar de que los elementos no estructurales y sistema permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

#### **1.4.2.3 Seguridad de la vida NP-C**

Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo en algunos casos, ser separados o en lo peor de los casos reemplazados.

#### **1.4.2.4 Amenaza Reducida NP-D**

Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería entre otros que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

#### 1.4.2.5 No considerado NP-E

No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería o las particiones.

### 1.5 Niveles de Desempeño para las Estructuras

En la Tabla 1.1 se muestran combinaciones de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales que representan el comportamiento global del edificio, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales se describe a continuación:

Niveles de desempeño no Estructural	Niveles de desempeño Estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	<b>1-A</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	<b>1-B</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	<b>3-C</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E</b>	No Aplica

NR: Combinación No Recomendada

*Tabla 1.1 Niveles de desempeño de las estructuras. FEMA 356, 2000.*

#### 1.5.1 Operacional 1-A

Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impide que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia a un estado de funcionalidad.

#### 1.5.2 Ocupación Inmediata 1-B

Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

### 1.5.3 Seguridad de la Vida 3-C

La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas entre otros, pueden fallar sin que estos pongan en peligro la seguridad de los ocupantes.

### 1.5.4 Próximo al Colapso 5-E

El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar.

## 1.6 Niveles de Amenaza Sísmica

De acuerdo a un enfoque probabilístico, un nivel de amenaza sísmica está asociado un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia, el intervalo de recurrencia, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo de retorno expresado en años que transcurre de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir el 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante ese periodo.

<b>Probabilidad de excedencia de un Sismo</b>	<b>Periodo de Retorno</b>
50% / 50 años	75 años, Sismo en Servicio
10% / 50 años	475 años, Sismo de Diseño
2% / 50 años	2475 años, Sismo Máximo

*Tabla 1.2 Descripción de los Niveles de Amenaza. FEMA 356, 2000.*

El Periodo de retorno está relacionado con la probabilidad de excedencia, mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{\frac{1}{n}}} \quad (1.1)$$

Donde:

P: Probabilidad de excedencia

n: Periodo o tiempo de vida útil [años]

T: Periodo de Retorno [años]

La aceleración de servicio está relacionada a la aceleración de diseño, mediante la siguiente expresión:

$$a_{\text{servicio}} = \left( \frac{T_{\text{servicio}}}{T_{\text{diseño}}} \right)^k \cdot a_{\text{diseño}} \quad (1.2)$$

Donde:

k: Coeficiente de relación entre aceleraciones del suelo igual a 0.29.

$a_{\text{servicio}}$ : Aceleración del suelo para un sismo en servicio

Es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular deseado de la estructura.

## 1.7 Objetivos de Desempeño

Objetivos de Desempeño		Niveles de Desempeño			
		1-A Operacional	1-B Ocupación Inmediata	3-C Seguridad de la Vida	5-E Próximo al Colapso
Nivel de Amenaza Sísmica	Frecuente	a	b	c	d
	Servicio	e	f	g	h
	Diseño	i	j	k	l
	Máximo	m	n	o	p

Tabla 1.3 Objetivos de desempeño. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

	Estructuras Básicas.
	Estructuras Esenciales.
	Edificaciones de Seguridad Crítica.
	Desempeño Inaceptable para las demás Combinaciones

Los objetivos de desempeño están referidos al tipo de comportamiento esperado de la estructura, se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperados (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

Estos objetivos se representan en la Tabla 1.3 de doble entrada denominada Matriz de Desempeño, donde las filas son el Nivel de Amenaza Sísmica y las columnas son el Nivel de Desempeño deseado. Los casilleros en blanco representan un desempeño inadecuado para cualquier tipo de edificación.

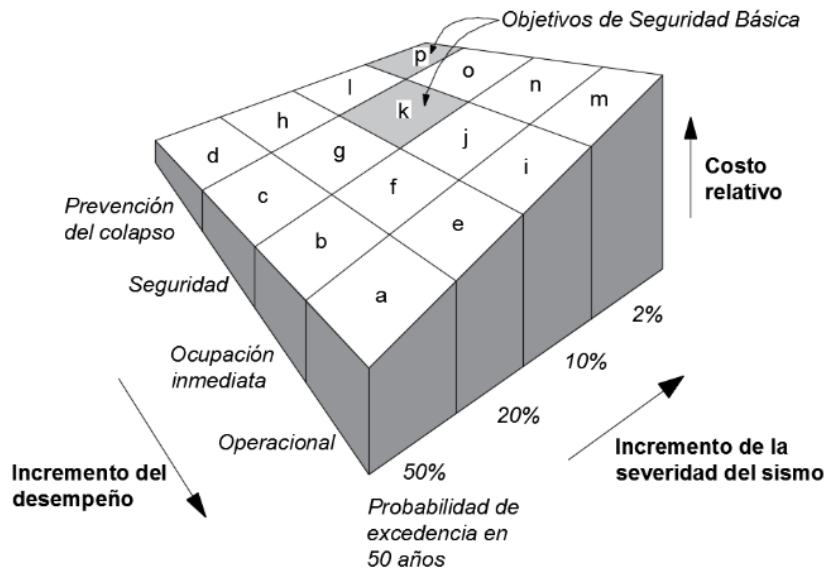


Figura 1.1 Superficie que Muestra los Costos Relativos de Varios Objetivos de Desempeño.

FEMA 274, 1997.

### 1.7.1 Edificaciones de Seguridad Crítica

Contienen materiales peligrosos que pueden ser dañinos a la comunidad.

### **1.7.2 Estructuras Esenciales**

Deben operar después de un sismo como hospitales, estaciones de bomberos, policía, etc.

### **1.7.3 Estructuras Básicas**

Objetivo básico de seguridad para las estructuras no mencionadas con anterioridad.

Para un Nivel de Amenaza de Diseño, una estructura básica resguarda la vida de los ocupantes, pero luego de ocurrir un sismo es posible que la estructura tenga que demolerse si desde un punto de vista económico, la reparación de la misma no es factible y rentable.

La razón por la cual se realiza esta tesis es que en el diseño sismoresistente actual, el objetivo de limitar la pérdida de vidas humanas puede ser insuficiente, los propietarios de una vivienda multifamiliar pueden desear y acceder a una estructura que sea de Inmediata Ocupación después de un Sismo de Diseño.

## **1.8 Curva de Capacidad Resistente de una Estructura**

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como el análisis estático no lineal conocido como el análisis pushover, (Bonett, 2003).

Como resultado de un análisis Estático No lineal incremental se espera obtener la curva de capacidad resistente Fuerza-Desplazamiento  $V - D$  de una estructura. La capacidad de una estructura está representada por esta curva que grafica los valores de cortante basal con su respectivo desplazamiento, como se muestra en la Figura 1.2.

Cuando se forma la primera rótula es el fin de la fase elástica de la estructura, luego que se produce la primera rótula va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta llegar a valores significativamente menores que el inicio.

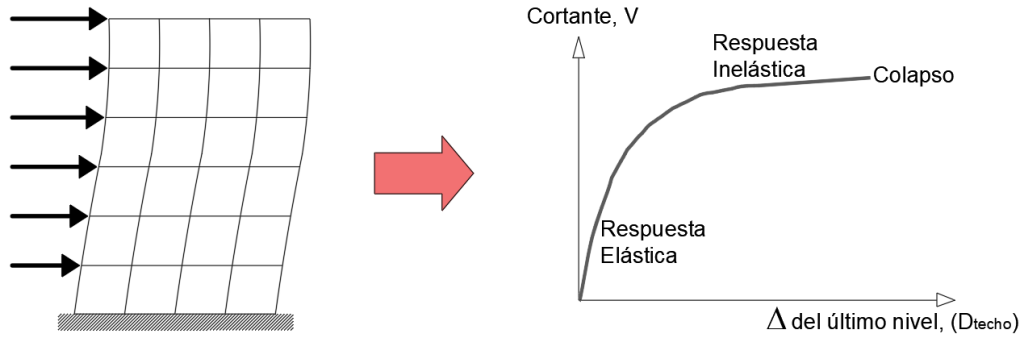


Figura 1.2 Representación del Pushover y la Curva de Capacidad. Roberto Aguiar, 2002.

La curva de capacidad generalmente representa la respuesta del primer modo fundamental de la estructura basado en la hipótesis de que los primeros modos son la respuesta predominante de la estructura, de esta forma el patrón de cargas laterales mayormente usado en un análisis pushover es la que representa el primer y segundo modo.

### 1.9 Análisis Estático No Lineal - Pushover

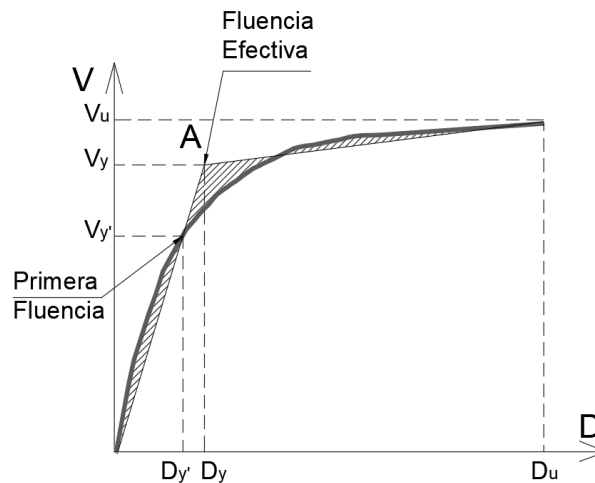
El Análisis Estático no Lineal consiste en llevar a una estructura que se conoce sus características y sus armados al colapso, esto se logra colocando cargas laterales incrementales, las cuales se aplican en la misma dirección hasta que la estructura llegue al fallo (Aguiar, 2002).

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para poder estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución de fuerzas esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F$  que se incrementa de manera creciente (monotónica), hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad. Utilizando este procedimiento, es posible identificar las secuencias de fisuración, cedencia y fallo de los componentes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

### 1.10 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

La formulación de la primera rótula  $Dy'$  se conoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, por tanto, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva

de capacidad. Es necesario encontrar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en la curva de capacidad, dicho punto se denomina Fluencia Efectiva FE.



*Figura 1.3 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad. Roberto Aguiar, 2002.*

A partir del punto de fluencia efectiva “A” se puede construir modelos sencillos bilineales de la estructura ya que el mismo corresponde al encuentro de los dos segmentos lineales, existen diversos criterios determinarlos, el criterio utilizado en este estudio es el de áreas iguales, que consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad, como se muestra en la Figura 1.3.

### **1.10.1 Sectorización de la Curva de Capacidad**

Desde un punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. El tramo inelástico de la curva se divide en cuatro sectores a los cuales se asocia un nivel de desempeño como se muestra en la Figura 1.4. que ha sido obtenido de la propuesta del Comité Seac Vision 2000.

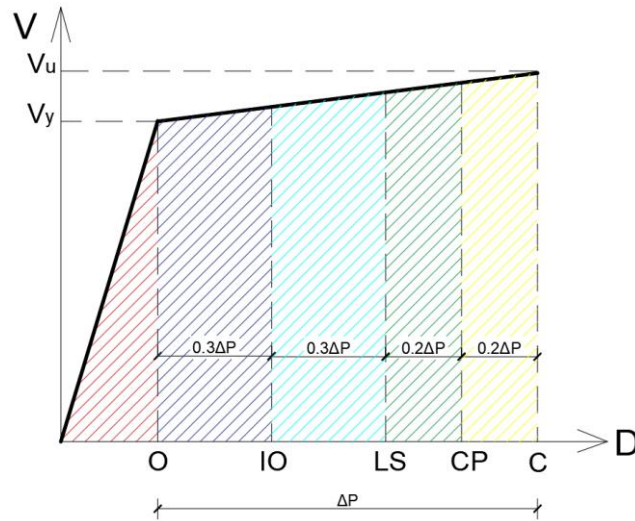


Figura 1.4 Sectorización de la Curva de Capacidad. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

Nivel de desempeño	Límite según el Nivel de Desempeño
Operacional 1-A	$\Delta y$
Ocupación Inmediata 1-B	$\Delta y + 0.30 \Delta p$
Seguridad de la Vida 3-C	$\Delta y + 0.60 \Delta p$
Próximo al Colapso 5-E	$\Delta y + 0.80 \Delta p$
Colapso	$\Delta y + \Delta p$

Tabla 1.4 Sectorización de la Curva de Capacidad. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

Los cuatro sectores establecen los límites de los niveles: Nivel O (Operational) Completamente Operacional, Nivel IO (Immediate Occupation) funcional para la Inmediata Ocupación, Nivel LS (Live Safety) para el Resguardo de la Vida, Nivel CP (Collapse Prevention) para la Prevención del Colapso y Nivel C (Collapse) Colapso inminente, los cuales se explica a detalle en la sección 1.5.

### 1.11 Métodos para el Cálculo de la Demanda o Punto de Desempeño

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal, como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas (Kim y D'Amore, 1999).

El cálculo de la demanda está enfocado en determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico. El objetivo será calcular el desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido, existe una variedad de procedimientos de este tipo de análisis, el método seleccionado para este estudio es el Método de los Coeficientes de Desplazamiento MCD.

### 1.12 Método de los Coeficientes de Desplazamiento

El método del coeficiente de desplazamiento utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. (Bonett, 2003). La demanda de desplazamiento calculada mediante el método de los coeficientes, es llamada desplazamiento objetivo.

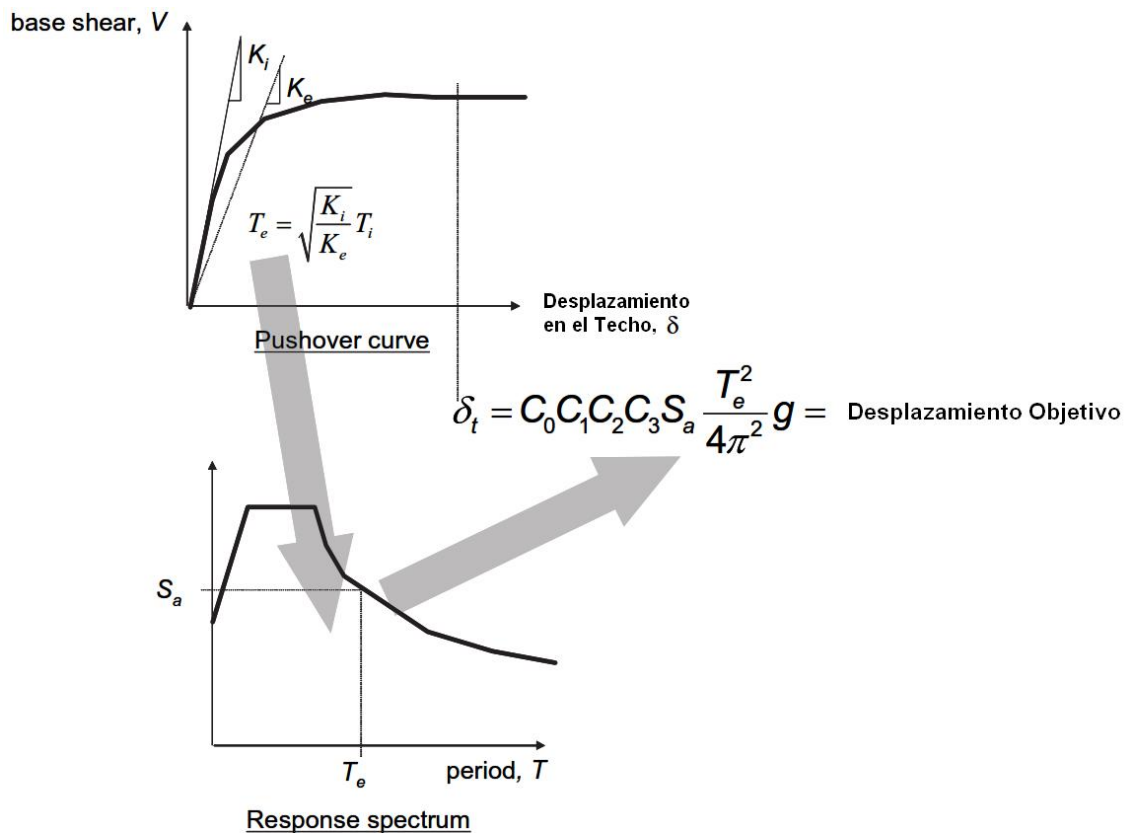


Figura 1.5 Esquematización Ilustrativa del Proceso de Estimación del Desplazamiento Objetivo por el Método de los Coeficientes. FEMA 440, 2005.

### 1.12.1 Determinación de Fuerzas, Desplazamientos y Deformaciones

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencia, FEMA, propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño:

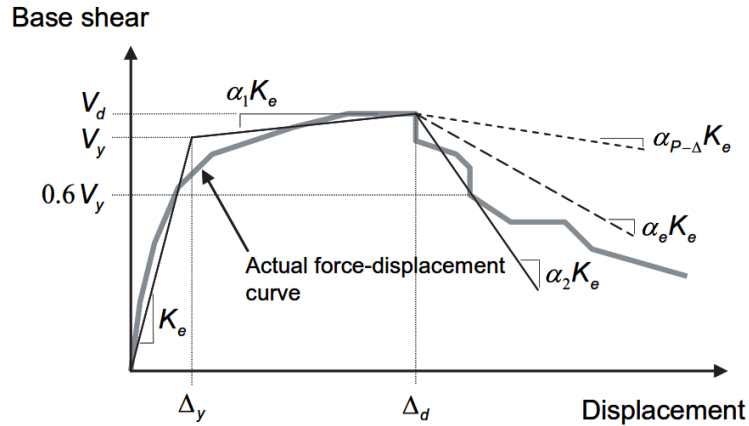


Figura 1.6 Curva Idealizada Fuerza – Desplazamiento. FEMA 440, 2005.

- La curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal, debe reemplazarse por una curva idealizada bilineal de la Figura 1.6, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$  y la resistencia cedente efectiva  $V_y$  de la edificación.
- Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo  $T_e$ .
- Cálculo del Punto de Desempeño de la Estructura  $\delta_t$  mediante la ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1.3)$$

Donde:

$T_e$ : Periodo efectivo fundamental en la dirección de análisis, se calcula a partir de la curva idealizada Fuerza – Desplazamiento, aplicando la siguiente ecuación.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.4)$$

$T_i$ : Periodo elástico fundamental en la dirección de análisis, calculado a partir del análisis dinámico elástico.

$K_i$ : Rigidez lateral elástica inicial de la edificación en la dirección de análisis.

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva de la edificación en la dirección de análisis, calculada a partir de la curva idealizada Fuerza – Desplazamiento.

Sa: Aceleración espectral correspondiente al valor de período efectivo  $T_e$  en la dirección bajo consideración.

$C_0, C_1, C_2, C_3$  son factores modificadores que se describen a continuación.

$C_0$ : Corresponde al factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral, con el desplazamiento máximo probable en la parte superior del sistema. Puede tomarse de la Tabla 1.1.

Número de Pisos	Coefficiente $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla 1.5 Valores Para el Factor de Modificación  $C_0$ . FEMA 356, 2000.

$C_1$ : Corresponde al factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica. Se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{para } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)}{T_e} & \text{para } T_e < T_s \end{cases} \quad (1.5)$$

$$C_1 = 1.5 \text{ para } T_e < 0.1 \text{ seg} \quad (1.6)$$

R: Relación de la demanda de límite elástico para calcular límite de fluencia

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (1.7)$$

$T_s$ : Es un periodo característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

$V_y$ : Cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad.

$W$ : Peso total de la estructura.

C<sub>2</sub>: Corresponde al factor de modificación que representa el efecto de degradación de la rigidez cíclica, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para procedimientos no lineales y periodos mayores a 0.7 segundos se puede tomar C<sub>2</sub> = 1.0

C<sub>3</sub>: Factor de modificación que representa el incremento de desplazamientos por los efectos dinámicos P-Δ. Para edificios con rigidez post-cedencia mayor al 5% de la rigidez elástica K<sub>i</sub>, C<sub>3</sub> = 1.0, de lo contrario:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{1.5}}{T_e} \quad (1.9)$$

α: Es la relación entre la rigidez post-cedencia K<sub>s</sub> y la rigidez elástica K<sub>i</sub>, obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad.

### 1.13 Límites de los Niveles de Desempeño según la Deriva Máxima Permissible

Una vez calculado el desplazamiento objetivo se debe verificar que las derivas de entrepiso satisfagan los límites establecidos en la Tabla 1.6.

Deriva de Entrepiso Límite	Nivel de Desempeño			
	Inmediata Ocupación	Control de Daño	Seguridad de la Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 V/P
Deriva Inelástica Máxima	0.005	0.005-0.015	Sin Límite	Sin Límite

Tabla 1.6 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996.

La máxima deriva total del techo se define como la deriva de entrepiso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño, y la deriva máxima inelástica, como la porción de la máxima deriva del techo más allá del punto de cedencia efectivo.

En este caso, V<sub>i</sub> representa la fuerza de corte total en el nivel i, mientras que P<sub>i</sub> representa la carga gravitacional total (permanente y variable) para el mismo nivel.

---

# MARCO TEÓRICO: EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADOS

## 2.1 Introducción

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo de material. No hay duda que esto es debido a su uso extendido y por otra parte a la dificultad de dotarle una cierta ductilidad a la estructura que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo. (Bonett, 2003)

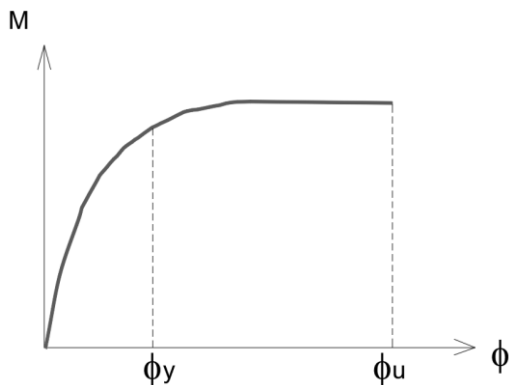
Las estructuras de concreto armado aporticadas son muy empleadas por los proyectistas y constructores por la versatilidad y economía del material, sin embargo, para que una estructura de concreto armado aporticado tenga un buen desempeño es necesario que posea cierta ductilidad, por lo tanto, es necesario evaluar y analizar el desempeño sísmico de esta tipología estructural.

Un importante avance consistió en identificar que una estructura aporticada podría comportarse mejor ante una situación sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas (mecanismo de viga débil – columna fuerte) y si la resistencia por cortante de los miembros excediera la resistencia por flexión correspondiente.

## 2.2 Relación Momento Curvatura

El Concreto Armado es un material heterogéneo con un comportamiento complejo, que ha sido investigado principalmente con la ayuda de la experimentación, es importante comprender los factores más importantes que influyen en el daño que sufren los edificios aporticados de concreto armado cuando se ven sometidos a movimientos sísmicos de diferente intensidad.

Un diagrama Momento - Curvatura es una representación gráfica del lugar geométrico definido por los momentos flectores y las curvaturas que les corresponden en la historia de carga de una sección (Gianfranco O., 2015).



*Figura 2.1 Diagrama Momento Curvatura de una Sección. Gianfranco Ottazzi, 2015.*

Una medida de ductilidad por curvatura es el cociente entre la curvatura máxima y la curvatura donde inicia la fluencia:

$$\mu = \phi_y / \phi_u \quad (2.1)$$

La disipación de energía sísmica es a través del comportamiento inelástico de las estructuras. La ductilidad y los mecanismos estables que se forman como resultado del comportamiento inelástico permiten diseñar estructuras económicas, por ello es importante cuantificar y conocer la capacidad de una estructura de incursionar en el rango inelástico.

La relación Momento - Curvatura es la base del análisis no lineal dinámico y estático, en el caso de secciones de concreto armado, los diagramas obtenidos son dependientes de la geometría y disposición de los materiales que los conforman. Asimismo, los diagramas

dependen de las leyes constitutivas que se utilizan para determinar la relación Esfuerzo – Deformación para el concreto y el acero de refuerzo. Los principios de cálculo del diagrama  $M-\theta$  son: Compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos.

### 2.1.1 Modelos Constitutivos Esfuerzo – Deformación para el Acero

Por su sencillez en el diseño, es muy común utilizar el modelo Elasto-Plástico perfecto que no considera la zona del endurecimiento por los incrementos de esfuerzos postfluencia. El valor de la ductilidad por curvatura aumenta cuando si se considera estos esfuerzos de postfluencia como en los modelos Trilineal y de curva completa.

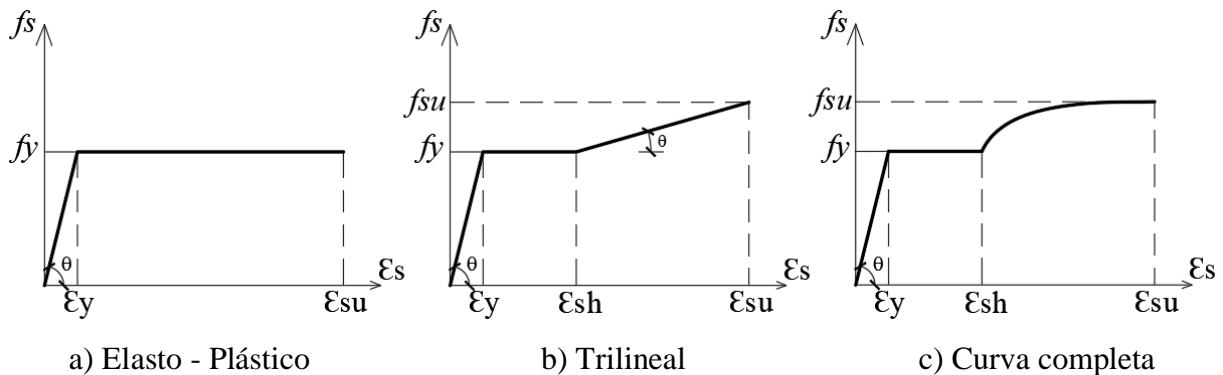


Figura 2.2 Diagramas de Esfuerzo - Deformación para el Acero. Paulay y Priestley, 1992.

En la figura 2.2 se indican dos modelos b) y c), para definir el comportamiento del acero que si contemplan el incremento de esfuerzos en la zona postfluencia mediante una variación lineal y la curva completa que considera una ecuación de segundo grado para la zona de endurecimiento.

### 2.1.2 Modelos Constitutivos Esfuerzo - Deformación para el Concreto

Con el fin de lograr una representación simplificada de las propiedades inelásticas del concreto, además del diagrama de Whitney se utiliza modelos experimentales para el concreto no confinado mostrados a continuación.

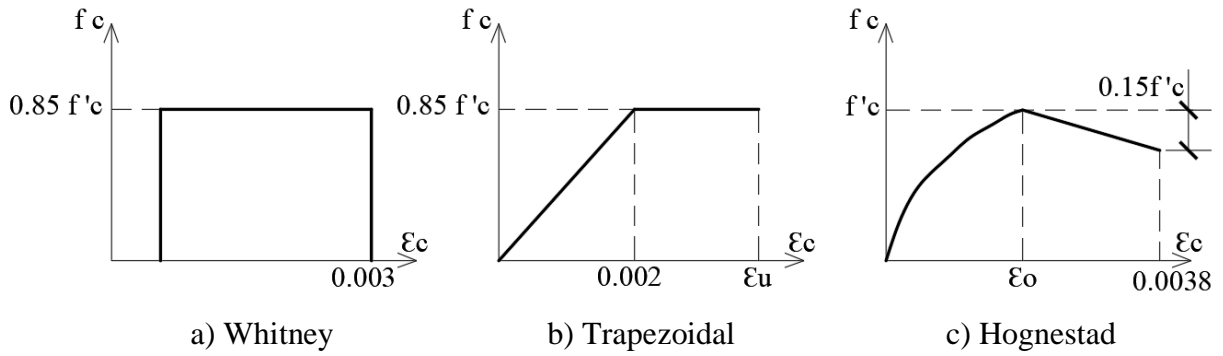


Figura 2.3 Diagramas de Esfuerzo - Deformación para el Concreto. Paulay y Priestley, 1992.

## 2.2 Diagrama Momento Curvatura $M - \theta$

La curvatura se define como el cambio de ángulo por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión (Gianfranco O., 2015). El momento y la curvatura de una sección de concreto armado tienen una relación lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento  $M_{cr}$ .

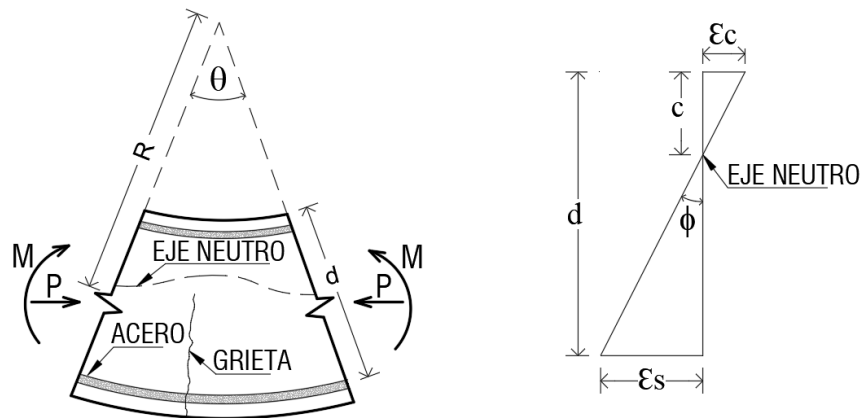


Figura 2.4 Curvatura de un Elemento. Gianfranco Ottazzi, 2015.

Luego de sobrepasar el  $M_{cr}$ , se identifican 3 puntos notables como se indica en la figura 2.4, el primero cuando el acero a tracción alcanza la fluencia  $f_y$ , el segundo cuando el acero a tracción está en el inicio de la zona de endurecimiento y el tercero cuando el concreto alcanza su máxima deformación útil a compresión  $\epsilon_u$  que no es la falla de la sección del elemento ya que existe un punto adicional que tiene una menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, pero para fines prácticos de diseño es considerado como no importante, (Aguiar, 2003)

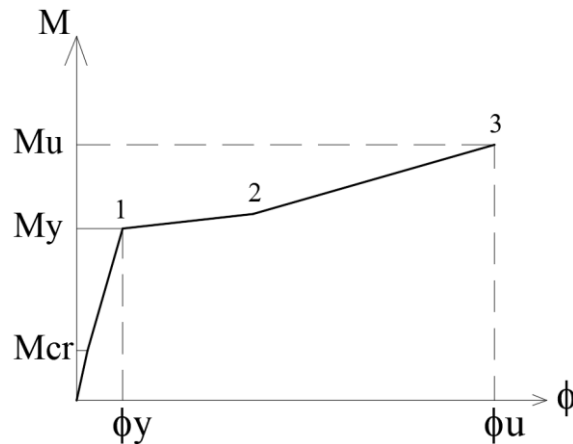


Figura 2.5 Puntos Notables del Diagrama Momento Curvatura. Roberto Aguiar, 2003.

### 2.3 Rótulas Plásticas

Cuando un sismo sucede, el daño que ocurre en las estructuras de pórticos de concreto armado no es uniforme en toda la longitud, el comportamiento inelástico se suele concentrar en zonas adyacentes a los nudos.

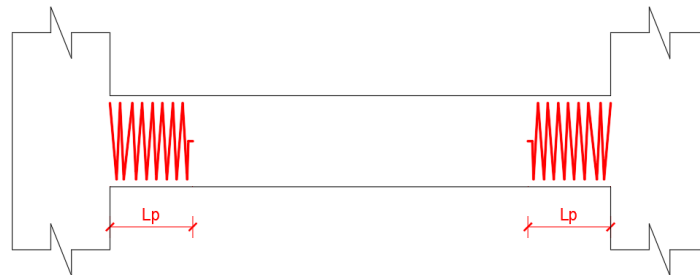
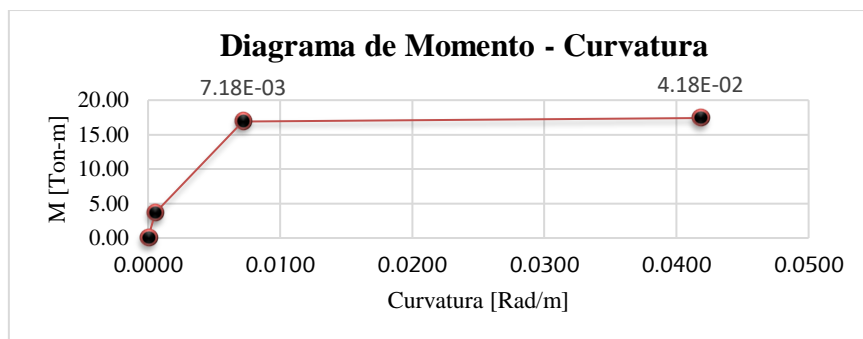


Figura 2.6 Idealización de la concentración de Rótulas en los extremos. Paulay y Priestley, 1992.

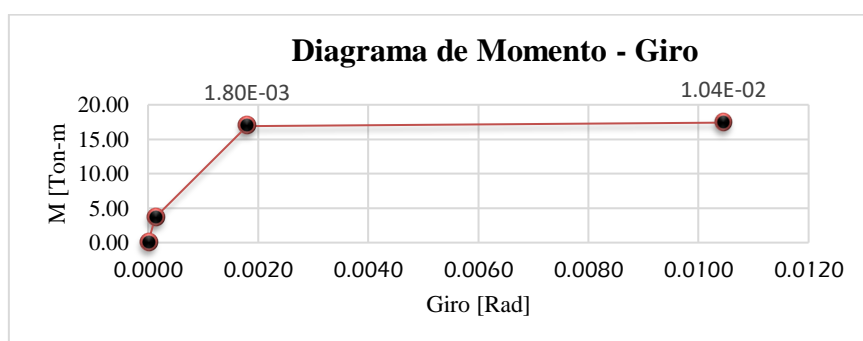
La zona donde se concentra la deformación inelástica se la conoce como rótula plástica a la cual le corresponde una longitud efectiva  $L_p$  como se muestra en la Figura 2.6, una aproximación para  $L_p$  es de 0.4 a 0.5 veces la altura del elemento ( $L_p = 0.4 H$  a  $0.5 H$ ). (Paulay y Priestley, 1992).

Este valor de longitud efectiva permite pasar de la relación Momento-Curvatura a la relación momento-giro multiplicando cada valor de curvatura por  $L_p$ .

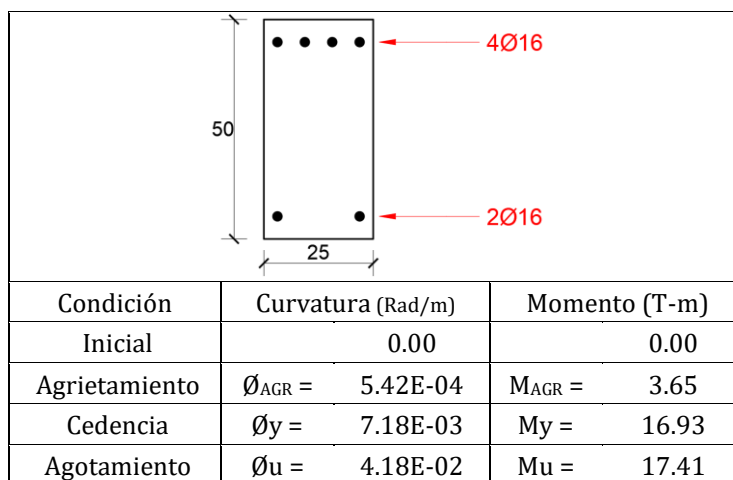
En la figura se muestra el diagrama Momento – Curvatura y Momento – Giro para una viga de 25x50cm calculados con el diagrama esfuerzo - deformación Elastoplástico para el acero y Whitney para el concreto. Los valores del giro se han obtenido multiplicando por  $L_p = 0.5 H = 0.25m$



a) Diagrama Momento - Curvatura



b) Diagrama Momento – Giro



c) Resumen Momento Curvatura y Momento Giro Viga 25x50

Figura 2.7 Diagramas Momento – Curvatura y Momento – Giro de una viga de 25x50.

Elaboración Propia.

## 2.4 Diagramas y Criterios de Aceptación de acuerdo al FEMA 356

En el análisis no lineal, se debe ser capaz de seguir la relación no lineal Fuerza-Deformación de todos los componentes a través de sus diagramas momento - curvatura, momento - giro, etc. Que usualmente estas relaciones se componen por varios segmentos lineales en un diagrama y representar el comportamiento de la sección que puede ser modelado en un software especializado.

La Figura 2.8, muestra la capacidad de una sección para rotar plásticamente, se describe como una respuesta lineal de A (componente descargado) a una fluencia efectiva B, luego una respuesta lineal de rigidez reducida del punto B a C, luego una reducción súbita de la resistencia a carga lateral al punto D para después una repuesta de la resistencia reducida a E y finalmente la pérdida de resistencia final. (FEMA 356, 2000).

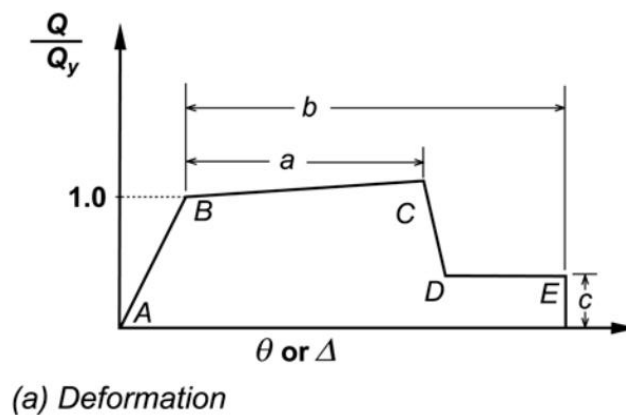


Figura 2.8 Relación Fuerza deformación generalizada para pórticos de concreto armado.

FEMA 356, 2000.

En la Figura 2.8 los valores se expresan en términos de esfuerzo – curvatura o rotación. Los parámetros a y b se refieren a deformaciones que ocurren luego de la fluencia, que es cuando inicia la deformación plástica. Los valores numéricos de los puntos identificados se definen numéricamente en las tablas 6.7 y 6.8 del documento FEMA 356 para vigas y columnas de pórticos de concreto armado. Y son permitidas para representar la relación de carga – deformación generalizada.

**Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

*Tabla 2.1 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos no Lineales en Vigas de Pórticos de Concreto Armado. FEMA 356, 2000.*

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>					Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b			c			Component Type	
									Primary	
IO		LS		CP		LS		CP		
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

*Tabla 2.2 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos no Lineales en Columnas de Pórticos de Concreto Armado. FEMA 356, 2000.*

Los criterios de aceptación de las Tablas 2.1 y 2.2 adoptados del FEMA 356, son usados para establecer límites de desempeño en términos de deformaciones para las rótulas plásticas. La respuesta de un componente se mide en función del criterio de aceptación establecido como se muestra en la Figura 2.9. Nivel IO (Immediate Occupation) para la Inmediata Ocupación, Nivel LS (Live Safety) para el Resguardo de la Vida y Nivel CP (Collapse Prevention) para la Prevención del Colapso, los cuales se explica a detalle en la sección 1.5.

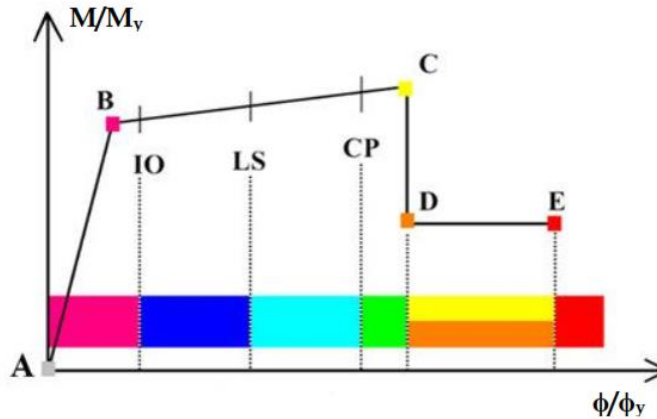
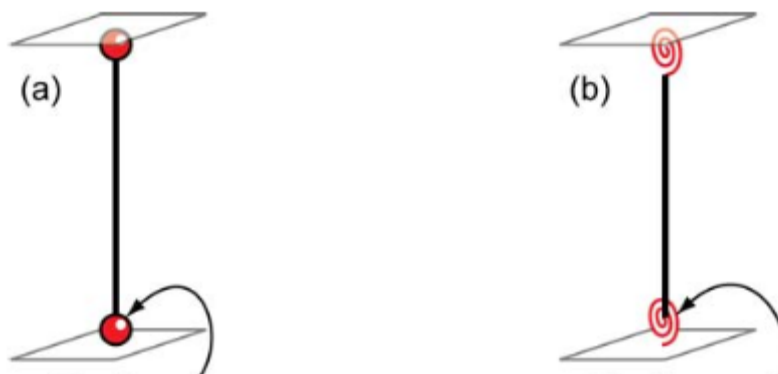


Figura 2.9 Diagrama Momento-Curvatura Sectorizado. FEMA 356, 2000.

## 2.5 Modelación Estructural de la No Linealidad

Los modelos de componentes estructurales Inelásticos se pueden diferenciar por como la plasticidad es distribuida a través de la sección transversal y la longitud del elemento, (Gregory G. 2010).

Los modelos más sencillos y que dan buenos resultados concentran el daño y la deformación inelástica en un punto del elemento, como muestra la Figura 2.10.



a) Rótula Plástica Rígida      b) Resorte Inelástico con Propiedades Histeréticas

Figura 2.10 Modelos Idealizados de Plasticidad Concentrada. Gregory G, 2010.

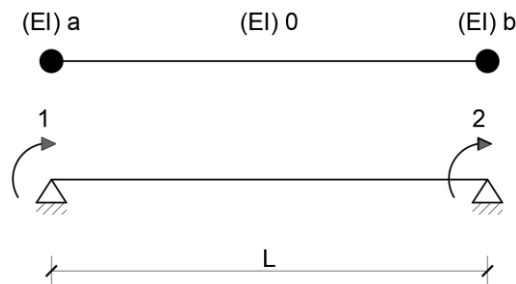
Existen varios modelos de rótulas plásticas y pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad o precisión de resultados que se necesitan para la evaluación. Los resultados de la capacidad sísmica dependen del modelo de plasticidad empleado.

En este estudio se mencionará los modelos de plasticidad concentrada.

## 2.6 Modelo de Plasticidad Concentrada

El modelo de plasticidad es para simular el daño que sufrirán los elementos de la estructura para cada incremento de carga, cuando el momento actuante supere el momento de agrietamiento, la capacidad sísmica de una estructura depende del modelo de plasticidad empleado.

Existen varios modelos de plasticidad, el más simple en su formulación es el modelo de plasticidad concentrada que basa sus principios básicos en el análisis matricial de estructuras, se considera que el modelo está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez  $(EI)_a$  Rigidez a Flexión en el nudo inicial, otro tiene longitud  $L'$  de rigidez  $(EI)_0$  Rigidez a Flexión en el centro de luz y por último el otro extremo de plasticidad con rigidez  $(EI)_b$  Rigidez a Flexión en el nudo final. Estos datos de cambios y degradación de rigidez se obtienen del diagrama momento-curvatura del elemento.



*Figura 2.11 Modelo de Plasticidad Concentrada y Sistema de Coordenadas. Roberto Aguiar, 2003.*

Para el análisis es necesario utilizar una matriz de rigidez que contemple los cambios de rigidez inelástica, mediante el uso de elementos elásticos a flexión que simbolizan la rigidez a flexión en los extremos que dependan del diagrama momento – curvatura y la pendiente del segmento entre el momento de fluencia y el momento último.

---

## CASOS DE ESTUDIO PARA UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR

### 3.1 Descripción general

Los casos de estudio del presente trabajo corresponden al diseño de un edificio de departamentos convencional. En el presente capítulo, se estudia tres opciones de Estructura con distintos niveles de desempeño para un edificio de concreto armado aporticado destinado al uso de Vivienda – Departamentos, con las siguientes características de funcionamiento:

Superficie Total de Cálculo	$262.21 \times 7 = 1835.47 \text{ m}^2$
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	21 m
Planta Garaje	Planta Baja
Plantas Departamentos	Nivel 1 - 6
Terraza	Nivel 7
Cantidad Total Deptos.	12

*Tabla 3.1 Características de Funcionamiento del Edificio Multifamiliar.*

La primera alternativa estructural denominada [7N-SS], será diseñada solamente para cargas gravitacionales sin sismo ni comprobaciones de deriva de entrepiso.

La segunda alternativa estructural denominada [7N-CS], será diseñada para cargas gravitacionales y sísmicas de acuerdo a la GBDS 2020 por el método dinámico modal espectral.

La tercera alternativa estructural denominada [7N-EE], será diseñada para un objetivo de desempeño como Estructura Esencial, los criterios de aceptación para una Estructura Esencial serán tomados de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el Comité Seac Vision 2000 y el FEMA 440.

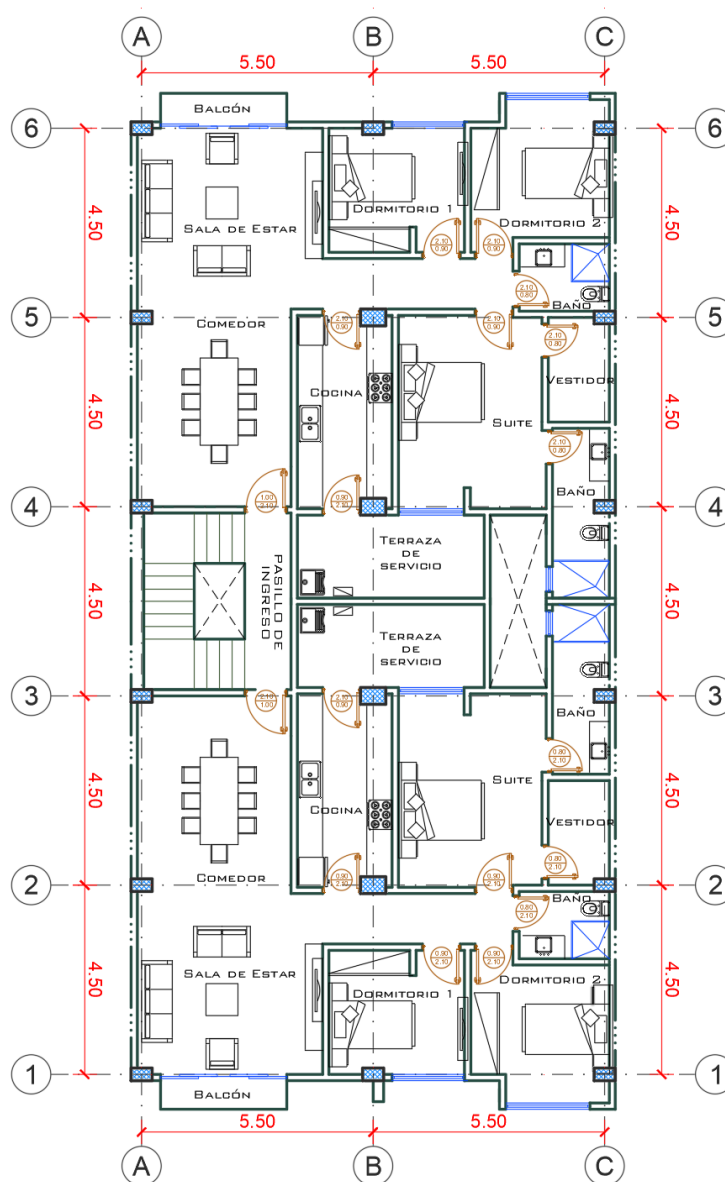


Figura 3.1 Distribución Arquitectónica de Departamentos Nivel 1-6.

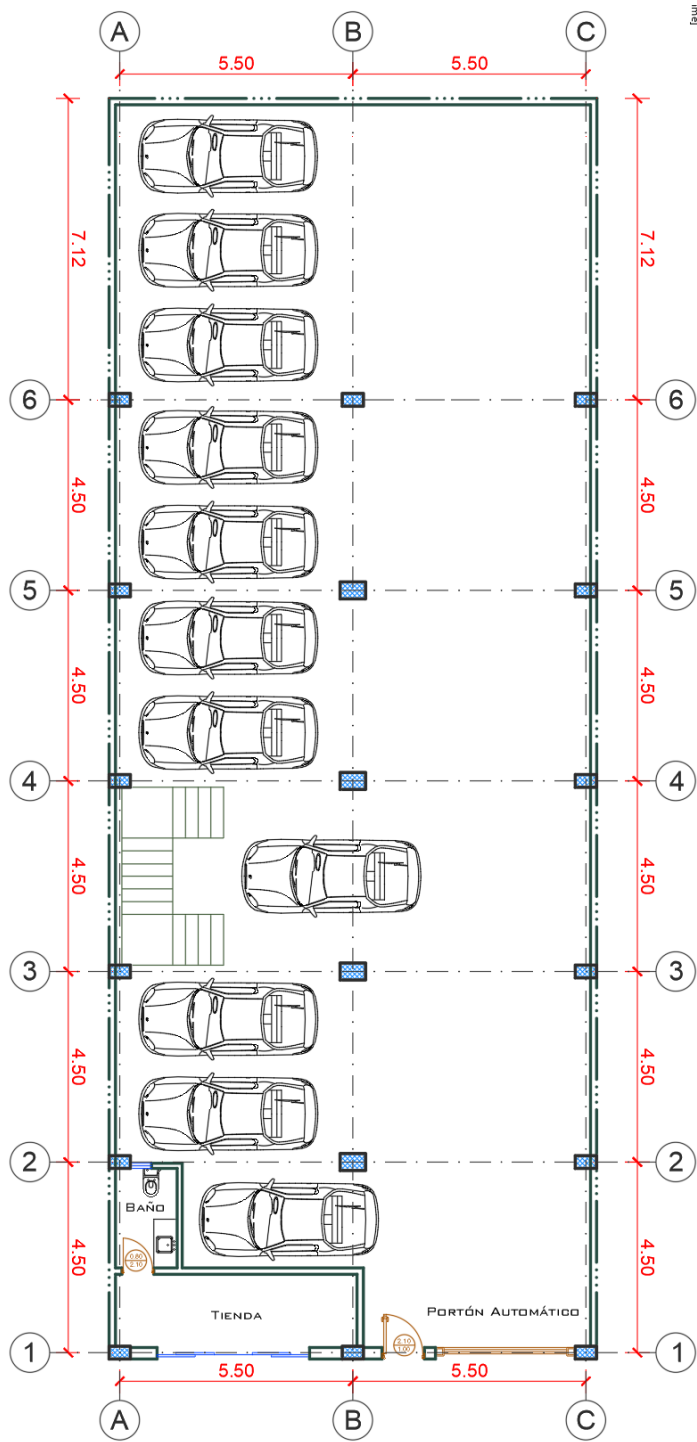


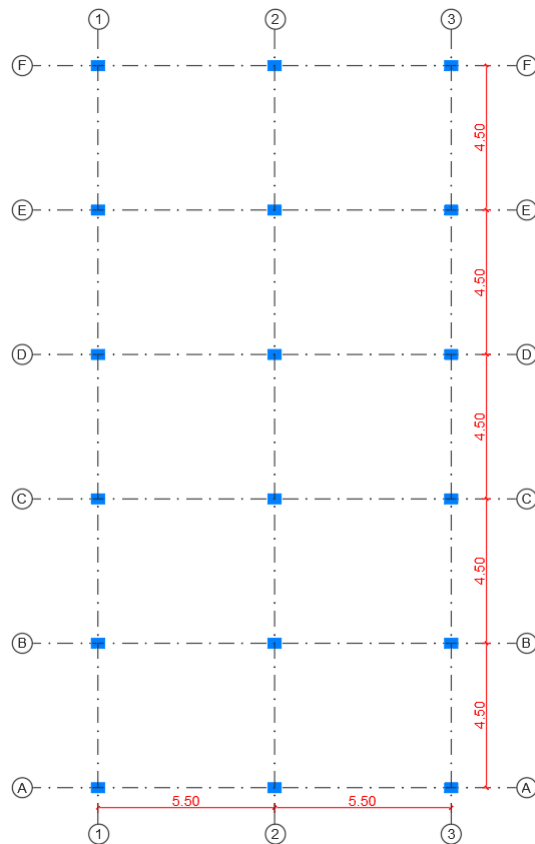
Figura 3.2 Distribución Arquitectónica Garaje Planta Baja.

El procedimiento de diseño sísmico por desempeño se basa en cumplir criterios de aceptación en elementos estructurales como también límites de desplazamiento y deriva de entrepiso totales e inelásticos.

Al aplicar un patrón de carga lateral los pórticos se desplazan obteniendo deformaciones y al ser el sistema de pórticos el más dúctil de todos los sistemas en concreto y el más flexible, se tendrá especial atención a las derivas límites en ambas direcciones de análisis.

### 3.2 Descripción de la Configuración Estructural

La configuración estructural está planteada por pórticos de concreto armado en ambas direcciones (6 pórticos en la dirección X y 3 pórticos en la dirección Y), los cuales están conformados por vigas y columnas que permiten proporcionar una adecuada rigidez a la estructura y corresponden a la arquitectura global del proyecto, aclarando que la caja del ascensor es de perfiles metálicos y no forman parte del sistema de la Figura 3.3.



a) Vista en Planta y Ejes de Coordenadas

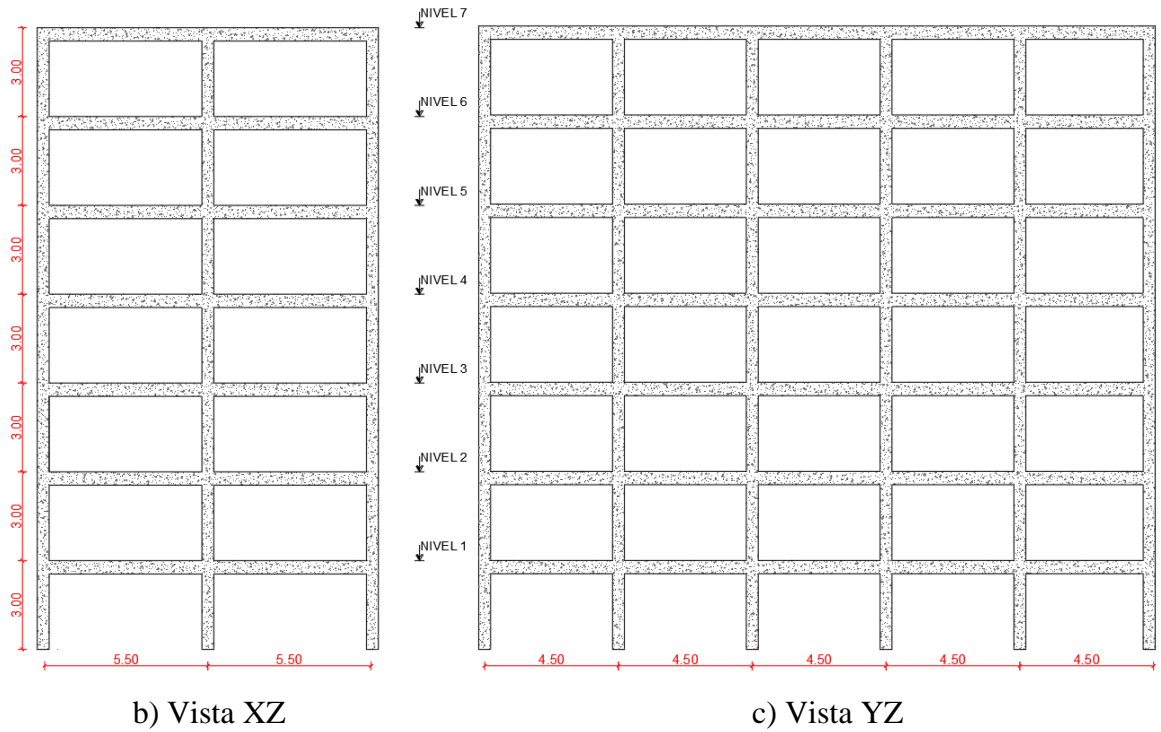


Figura 3.3 Geometría de la Configuración Estructural.

El sistema de piso es de losa aligerada  $H = 25\text{cm}$  que cumple la función de diafragma rígido para el análisis sísmico.

### 3.3 Propiedades Mecánicas de los Elementos De Concreto Armado

Los modelos definidos de Hormigón fueron diseñados con las siguientes propiedades mecánicas de los materiales.

#### Concreto:

- Peso Específico  $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Resistencia Característica a Compresión  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_c = 218819 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson  $\mu = 0.20$

#### Acero de Refuerzo para el Concreto:

- Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo  $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Longitudinal y Transversal

- Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo  $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

### 3.4 Análisis de Cargas Gravitatorias

El peso propio de los elementos estructurales de concreto armado es calculado de forma automática por el programa, para esto el programa toma en cuenta las dimensiones de los elementos y el peso específico definido de los materiales que en este caso para el Concreto Armado es  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

- Peso Propio Losa Reticular  $H=25\text{cm}$   $PP_{LR} = 278 \text{ Kg/m}^2$
- Carga Muerta Tabiquería  $CM_{LAD} = 225 \text{ Kg/m}^2$
- Carga Muerta Sobrecarga Permanente  $CM_{SC} = 130 \text{ Kg/m}^2$
- Carga Viva  $CV = 200 \text{ Kg/m}^2$

### 3.5 Niveles de Amenaza Sísmica Obtenidos

De acuerdo a un enfoque probabilístico, un nivel de amenaza sísmica está asociado a una probabilidad de ocurrencia.

Para la realización de este proyecto, se ha seleccionado los siguientes niveles de amenaza mostrados en la tabla 3.2

Probabilidad de excedencia de un Sismo	Periodo de Retorno	Nivel de Amenaza
50% / 50 años	75 años	Sismo en Servicio u Ocasional
10% / 50 años	475 años	Sismo de Diseño o Raro.
2% / 50 años	2475 años	Sismo Máximo o muy Raro

Tabla 3.2 Niveles de Amenaza Sísmica Considerados.

#### 3.5.1 Sismo Máximo o Muy Raro

Para una probabilidad de excedencia del 2% en un tiempo de vida útil de 50 años, el periodo de retorno es de 2475 años. De acuerdo a la Figura 2-6 en el mapa probabilístico de amenaza sísmica, para ese periodo de retorno, la aceleración del suelo en Sucre es del 32%.

P: Probabilidad de excedencia = 2%

n: Periodo o tiempo de vida útil = 50

T: Periodo de Retorno = 2475 años

a: Aceleración del suelo = 0.32

$$T_{\text{máximo}} = \frac{1}{1 - (1 - P_m)^{\frac{1}{n_m}}} = 2475 \text{ años} \rightarrow \text{Periodo de Retorno} \quad (3.1)$$

### 3.5.2 Sismo de Diseño o Raro

Para una probabilidad de excedencia del 10% en un tiempo de vida útil de 50 años, el periodo de retorno es de 475 años. De acuerdo a la Figura 2-5 en el mapa probabilístico de amenaza sísmica, para ese periodo de retorno, la aceleración del suelo en Sucre es del 20%.

P: Probabilidad de excedencia = 10%

n: Periodo o tiempo de vida útil = 50

T: Periodo de Retorno = 475 años

a: Aceleración del suelo = 0.20

$$T_{\text{diseño}} = \frac{1}{1 - (1 - P_d)^{\frac{1}{n_d}}} = 475 \text{ años} \rightarrow \text{Periodo de Retorno} \quad (3.2)$$

### 3.5.3 Sismo en Servicio u Ocasional

Para una probabilidad de excedencia de 50% en un tiempo de vida útil de 50 años, el periodo de retorno es de 75 años.

P: Probabilidad de excedencia = 50%

n: Periodo o tiempo de vida útil = 50

T: Periodo de Retorno = 75 años

$$T_{\text{servicio}} = \frac{1}{1 - (1 - P_s)^{\frac{1}{n_s}}} = 73 \approx 75 \text{ años} \rightarrow \text{Periodo de Retorno} \quad (3.3)$$

La aceleración de servicio está relacionada a la aceleración de diseño mediante la expresión:

$$a_{\text{servicio}} = \left( \frac{T_{\text{servicio}}}{T_{\text{diseño}}} \right)^k \cdot a_{\text{diseño}} = 0.12 \quad (3.4)$$

k: Coeficiente de relación entre aceleraciones del suelo igual a 0.29.

a: Aceleración del suelo = 0.12

A continuación, se muestra los parámetros de acuerdo al procedimiento de la GBDS-2020 para la elaboración del espectro del sismo Máximo, de Diseño y en Servicio y queda definido de la siguiente manera:

Parámetro	Máximo	Diseño	Servicio
Factor de Importancia (Ie)	Tipo II	Tipo II	Tipo II
Clasificación de suelos de cimentación	Suelo S3	Suelo S3	Suelo S3
Aceleración del suelo	So = 0.32	So = 0.20	So = 0.12
Coefficiente de sitio de periodo corto	Fa = 1.10	Fa = 1.20	Fa = 1.44
Coefficiente de sitio de periodo largo	Fv = 1.70	Fv = 1.85	Fv = 2.06
Periodo inicial	T0 = 0.23	T0 = 0.23	T0 = 0.21
Periodo corto	TS = 0.93	TS = 0.93	TS = 0.86
Periodo largo	TL = 6.18	TL = 6.17	TL = 5.72

Tabla 3.3 Parámetros para la Elaboración de los Niveles de Amenaza según GBDS-2020.

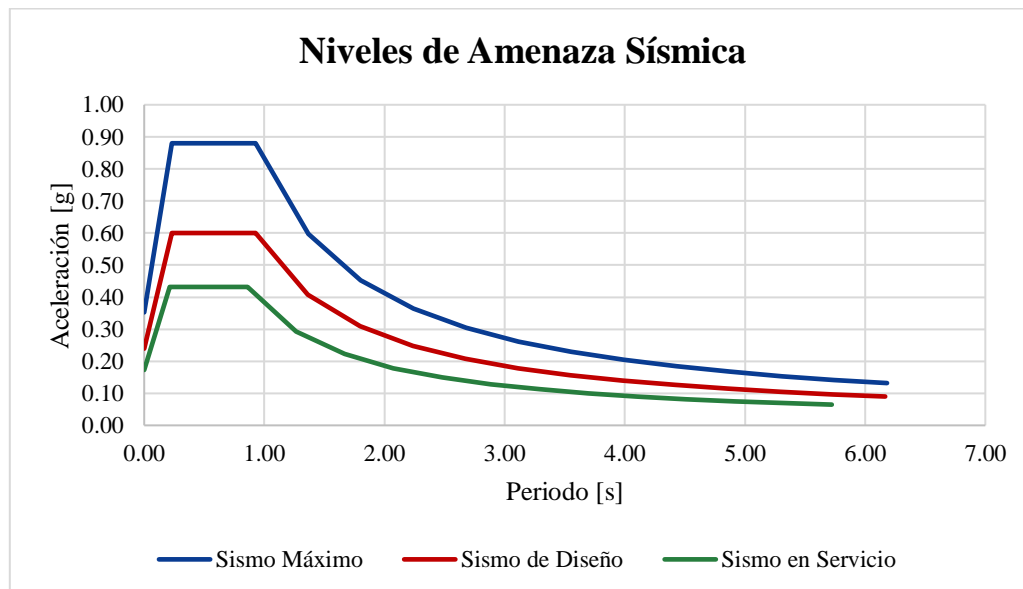
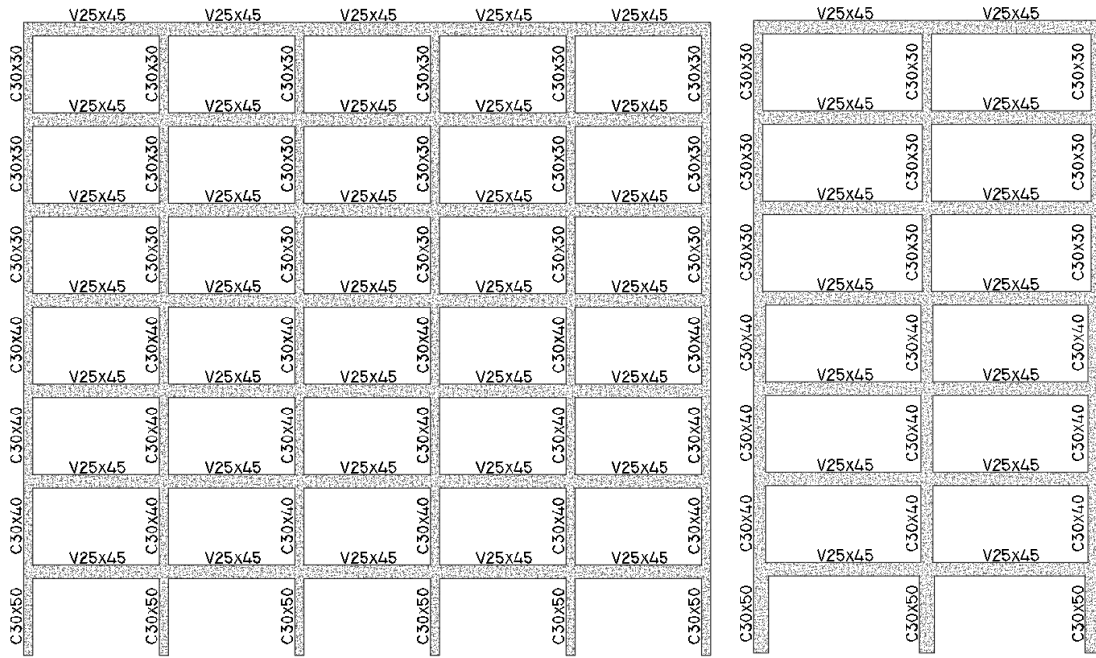


Figura 3.4 Niveles de Amenaza Sísmica Considerados en el Estudio.

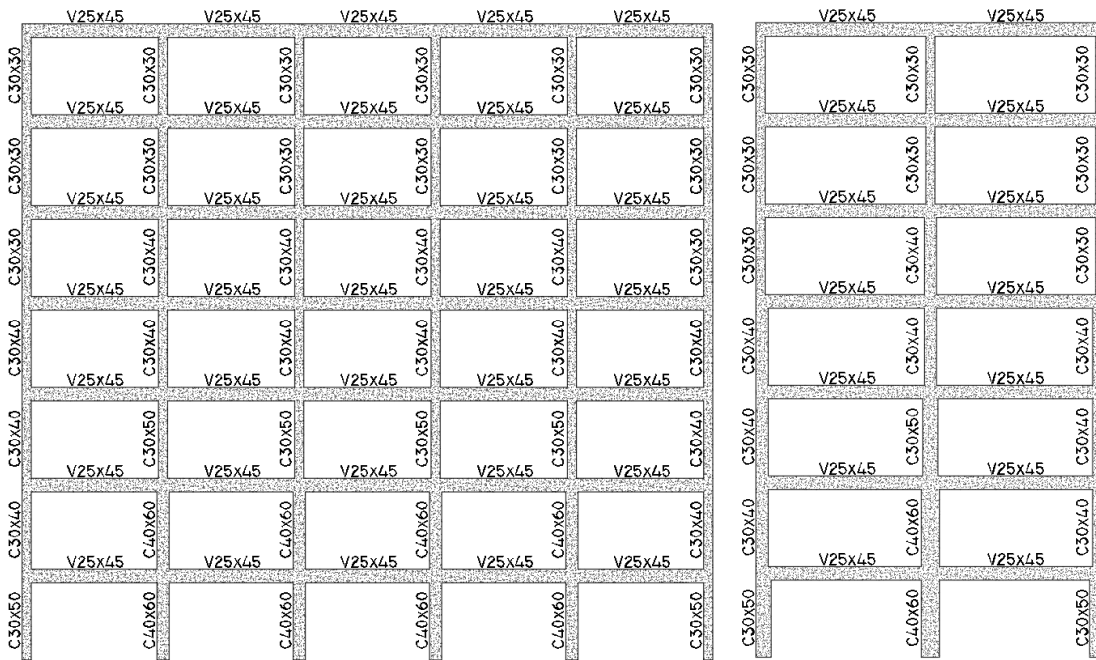
### 3.6 Primera Alternativa de Estructura [7N-SS]

Se determinó las secciones y el refuerzo de la estructura en base a las solicitaciones máximas de diseño para cargas gravitacionales, sin efectos de una acción sísmica.



a) pórtico A y C

b) pórtico 1 y 6



c) pórtico B

d) pórtico 2, 3, 4 y 5

Figura 3.5 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Sin Sismo [7N-SS].

### 3.6.1 Resumen Columnas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo	Área [cm <sup>2</sup> ]
Columna	60x40	12Ø16	24.12
Columna	50x30	8Ø16	16.08
Columna	40x30	6Ø16	12.06
Columna	30x30	4Ø16	8.04

Tabla 3.4 Armado de Columnas, Estructura Sin Sismo [7N-SS].

### 3.6.2 Resumen Vigas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo Lateral Izquierdo		Refuerzo Central		Refuerzo Lateral Derecho	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6	25x45	5Ø12	3Ø12	5Ø12	3Ø12	5Ø12	3Ø12
Vigas A, B y C	25x45	3Ø12	3Ø12	3Ø12	3Ø12	3Ø12	3Ø12

Tabla 3.5 Armado de Vigas, Estructura Sin Sismo [7N-SS].

El diseño y detalle de armado puede ser visto en el Anexo (A), al ser un modelo que no contempla acciones sísmicas se espera que el desempeño sea de nivel bajo.

### 3.6.3 Curva de Capacidad y su Representación Bilineal

El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de áreas iguales, los puntos de la curva de capacidad bilineal se resumen en las Tablas 3.6 y 3.7.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	3.82	63.33
Resistencia Ultima	21.96	95.18

Tabla 3.6 Puntos de la Curva de Capacidad en "X" para su Representación Bilineal.

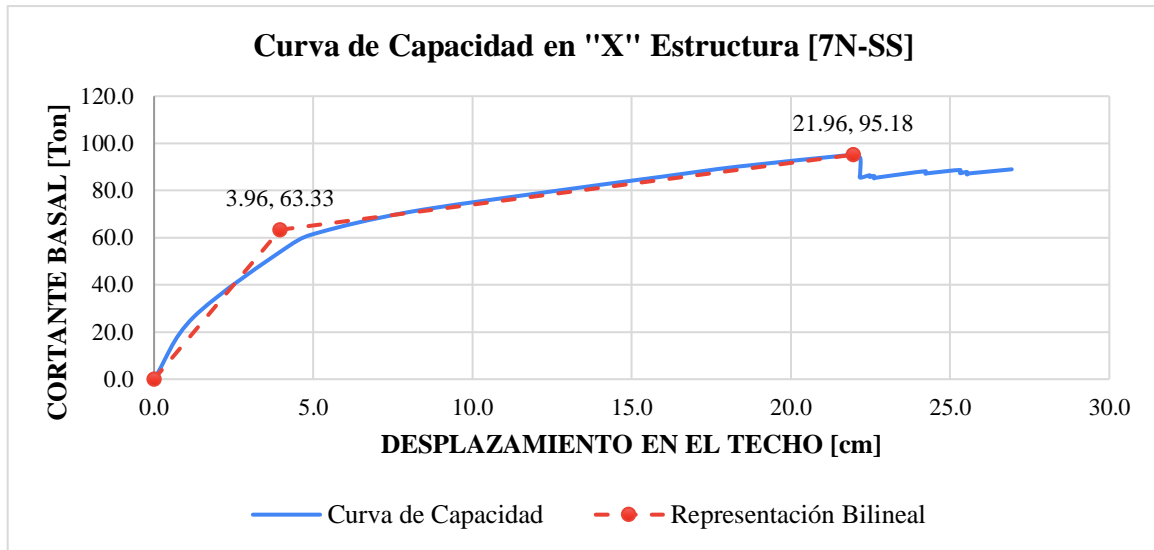


Figura 3.6 Curva de Capacidad en "X" [7N-SS] y su Representación Bilineal.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	4.61	92.62
Resistencia Ultima	22.95	117.60

Tabla 3.7 Puntos de la Curva de Capacidad en "Y" para su Representación Bilineal.

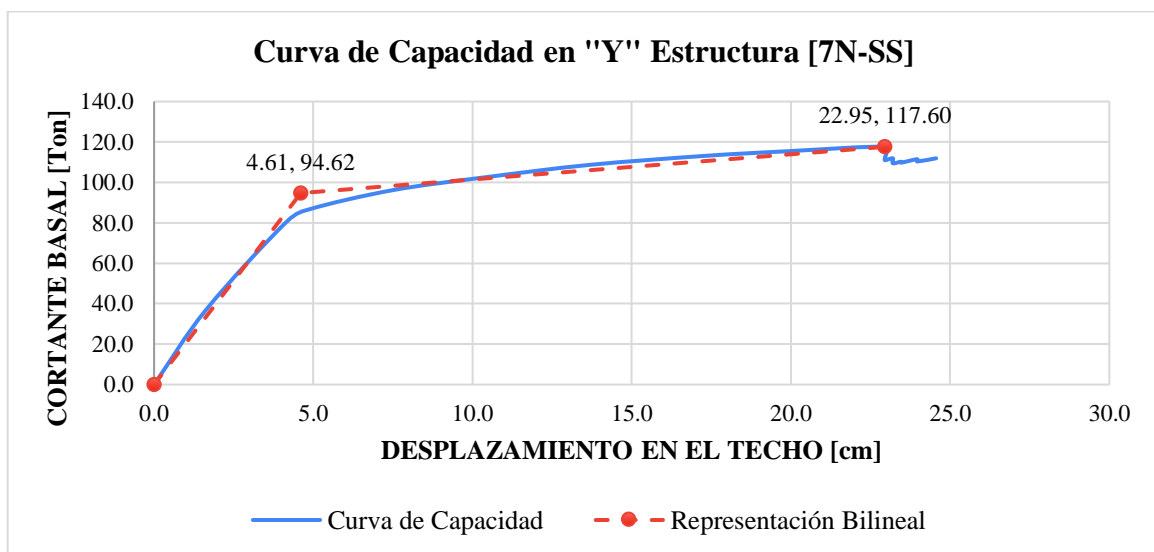


Figura 3.7 Curva de Capacidad en "Y" [7N-SS] y su Representación Bilineal.

### 3.6.4 Ductilidad por Desplazamiento del Sistema

Ductilidad es la relación de deformación Total entre la deformación de fluencia efectiva.

$$\text{Dirección en "X": } \mu = Du / Dx = 21.96 / 3.96 = 5.54$$

$$\text{Dirección en "Y": } \mu = Du / Dy = 22.95 / 4.61 = 4.98$$

### 3.6.5 Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440

De los resultados obtenidos del análisis no lineal en el software especializado SAP 2000, en el cual se ha representado la relación fuerza – deformación de todos los componentes, se tiene los puntos de desempeño por el método de los coeficientes según el FEMA 440.

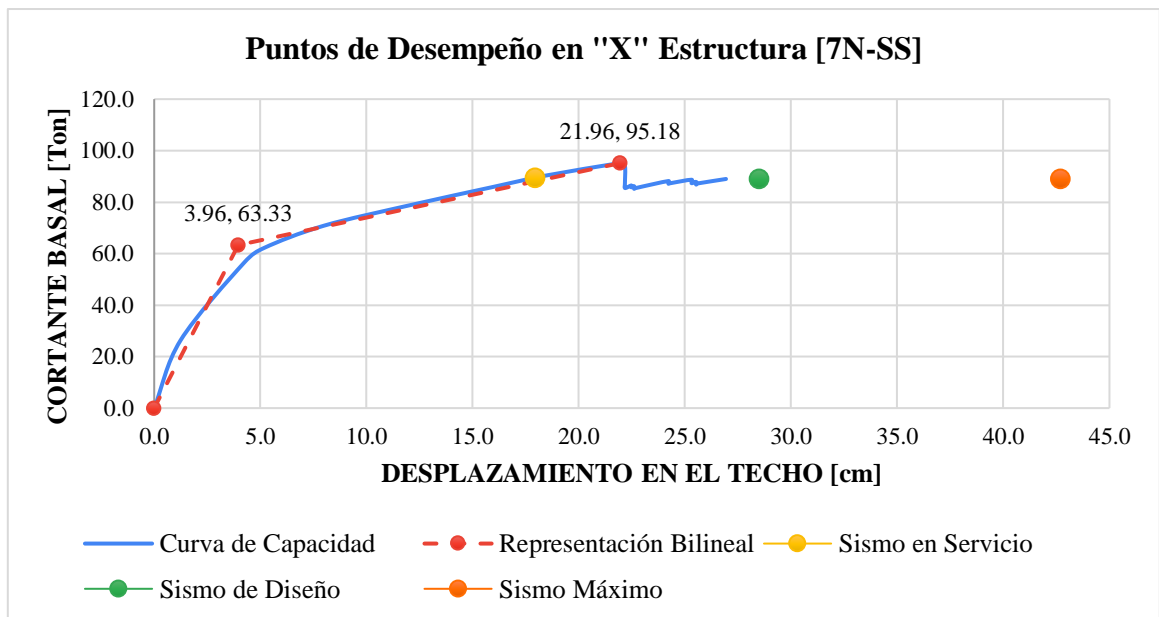


Figura 3.8 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "X" [7N-SS].

En la dirección X-X, Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 18.0 cm para un cortante basal de 89.5Ton, para el Sismo de Diseño y Sismo Máximo, el desplazamiento de 28.5 cm y 42.7cm queda fuera de la curva de capacidad, lo cual se interpreta como colapso de la estructura para ambos niveles de amenaza.

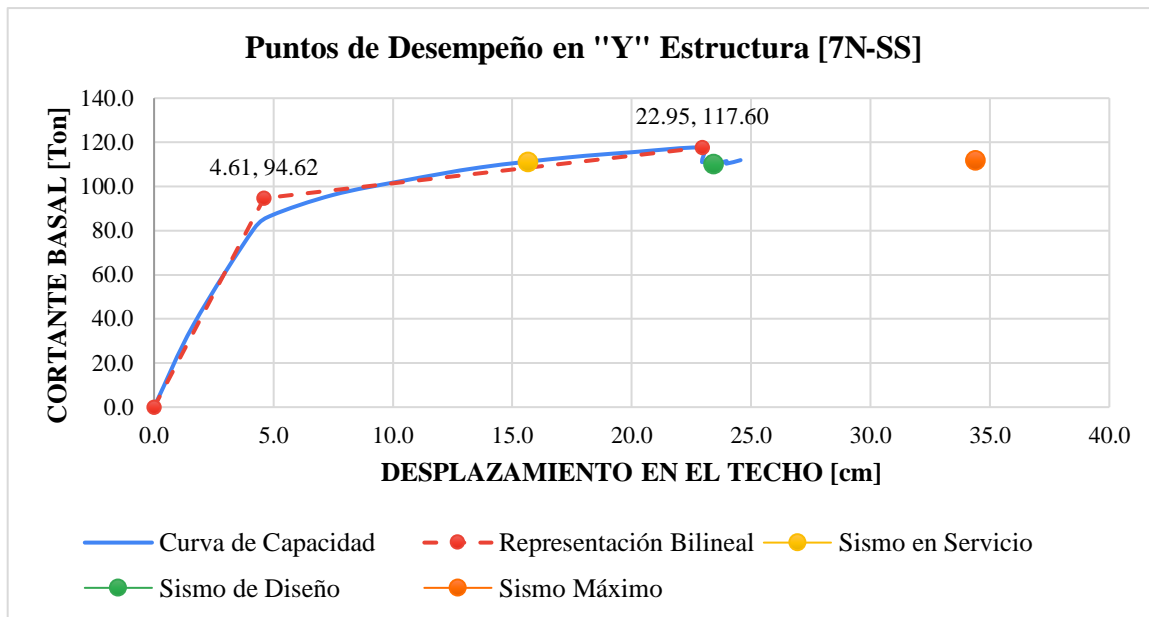


Figura 3.9 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "Y" [7N-SS].

En la dirección Y-Y, Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 15.7 cm para un cortante basal de 111.1Ton, para el Sismo de Diseño y Sismo Máximo, el desplazamiento de 23.4 cm y 34.4 cm queda fuera de la curva de capacidad, lo cual se interpreta como colapso de la estructura para ambos niveles de amenaza.

### 3.6.6 Desempeño de Componentes Primarios

Se ubica en el modelo el paso del pushover en la dirección X-X en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento del punto de desempeño de 18.0cm. Luego se comprueba el nivel de desempeño que tienen las rótulas plásticas en vigas y columnas.

Para un Sismo en Servicio, en el paso 7 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 18.0cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Resguardo de la Vida, la estructura no colapsa, pero alcanza un límite que está muy cerca al colapso, Figura 3.10.

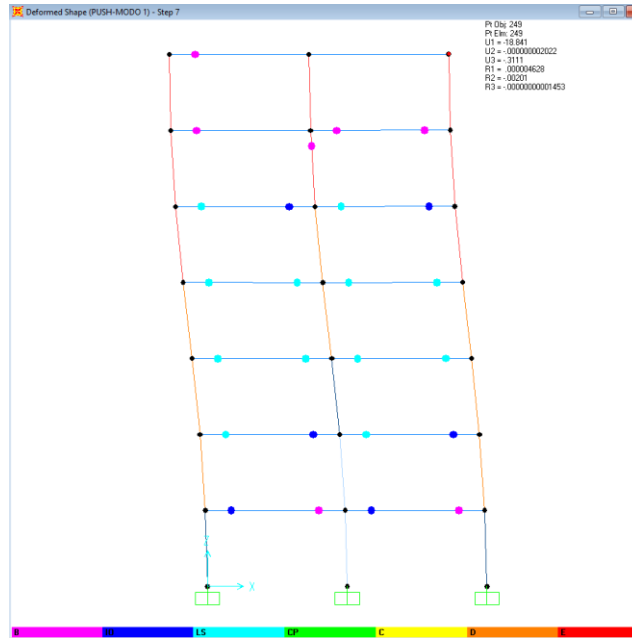


Figura 3.10 Paso 7 del Análisis Pushover en "X".

En el paso 9 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 22cm y se comprueba que en la estructura comienza la pérdida de resistencia total del sistema, debido a que sus rótulas plásticas llegan a superar el límite de resistencia [D]. Esta deformación es el inicio el colapso estructural, Figura 3.11.

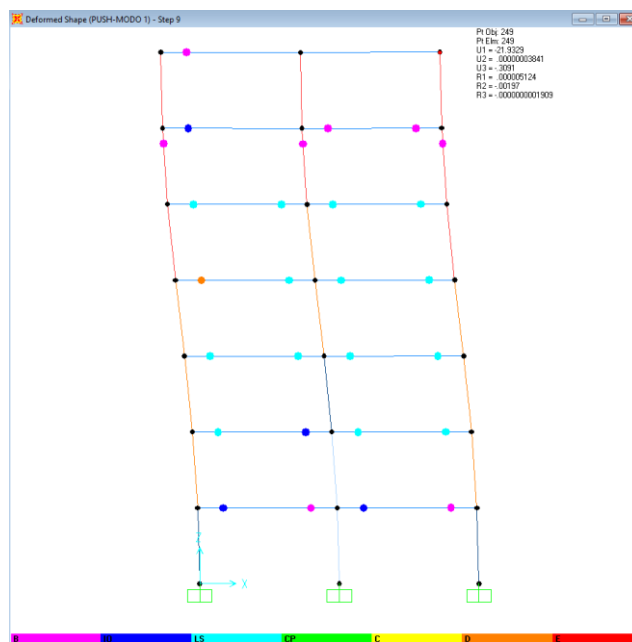


Figura 3.11 Paso 9 del Análisis Pushover en "X".

Se ubica en el modelo el paso del pushover en la dirección Y-Y en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento del punto de desempeño de 15.7cm. Luego se comprueba el nivel de desempeño en el que se encuentran las rótulas plásticas en vigas y columnas.

Para un Sismo en Servicio, en el paso 9 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 15.7cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Resguardo de la Vida, la estructura no colapsa, pero alcanza un límite que está muy cerca al colapso, Figura 3.12.

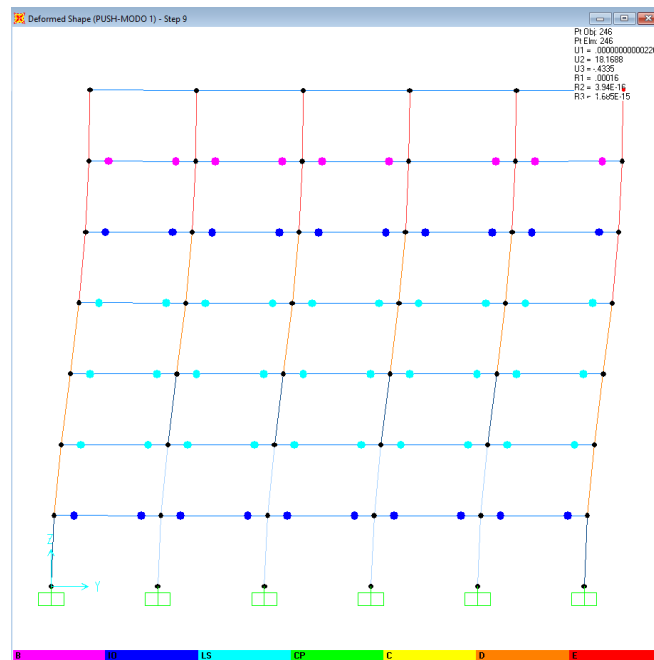


Figura 3.12 Paso 9 del Análisis Pushover en “Y”.

En el paso 11 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 22.2cm y se comprueba que en la estructura comienza la pérdida de resistencia total del sistema, debido a que sus rótulas llegan a superar el límite de resistencia [D]. Esta deformación es el inicio el colapso estructural, Figura 3.13.

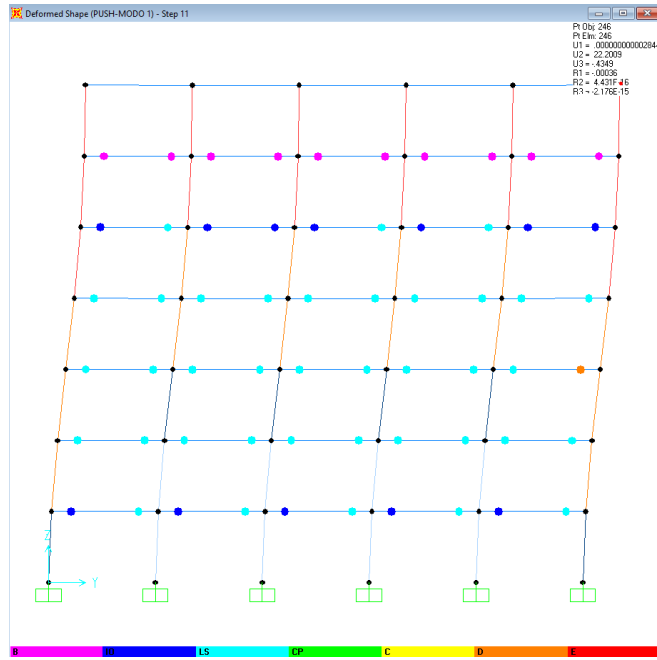


Figura 3.13 Paso 11 del Análisis Pushover en “Y”.

### 3.6.7 Verificación de las distorsiones de Entrepiso

Como se mencionó antes, la estructura de pórticos es el más dúctil de todos los sistemas en concreto y el más flexible, por tanto, la verificación de las distorsiones debe tener especial atención a los límites máximos permitidos.

Límite Deriva de Entrepiso	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de la Vida
Máxima Deriva total	0.01	0.01 – 0.02	0.02
Máxima Deriva Inelástica	0.005	0.005 – 0.015	No hay Límite

Tabla 3.8 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996.

La máxima deriva total del techo se define como la deriva en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño y la deriva inelástica como la porción de la máxima deriva total del techo más allá del punto de cedencia efectivo.

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva</b>
Deriva Total	17.96	21.00	0.009
Deriva Elástica	3.96	21.00	0.002
Deriva Inelástica	14.00	21.00	0.007

*Tabla 3.9 Derivas de Piso en “X” para un Sismo en Servicio.*

Se observa que para el Sismo en Servicio la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.009, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.007, quedando en el límite de Control de Daño (Damage Control).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva</b>
Deriva Total	15.64	21.00	0.007
Deriva Elástica	4.61	21.00	0.002
Deriva Inelástica	11.03	21.00	0.005

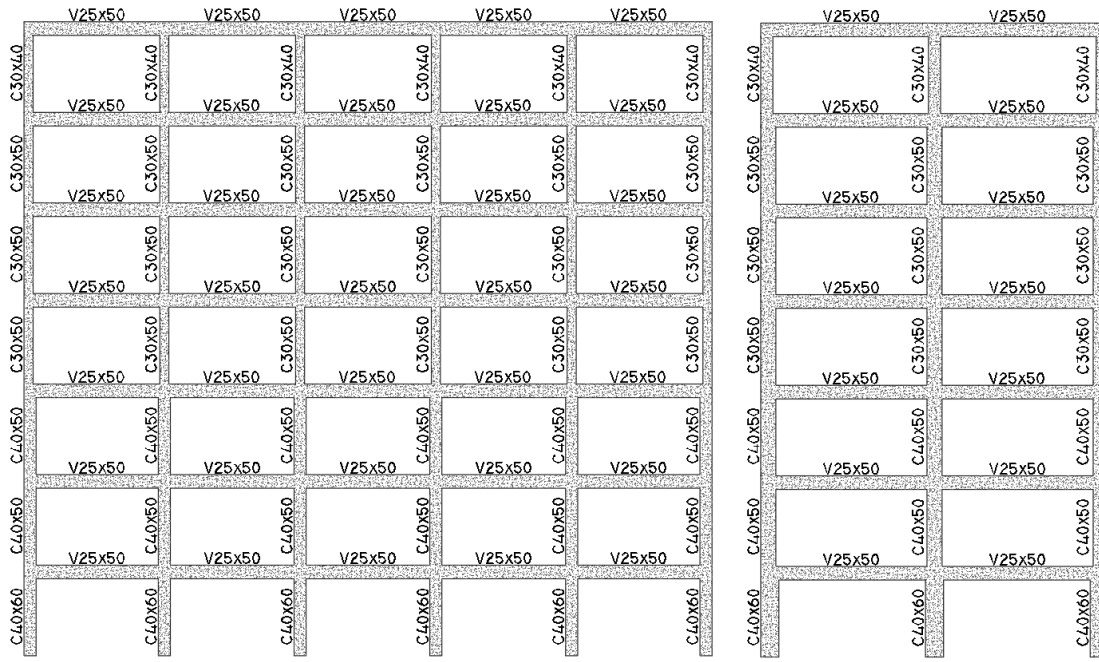
*Tabla 3.10 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio.*

Se observa que, para el Sismo en Servicio la deriva total del punto de desempeño referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.007, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.005, quedando en el límite de Control de Daño (Damage Control).

### **3.7 Modelo Estructural Sismoresistente según GBDS 2020 [7N-CS]**

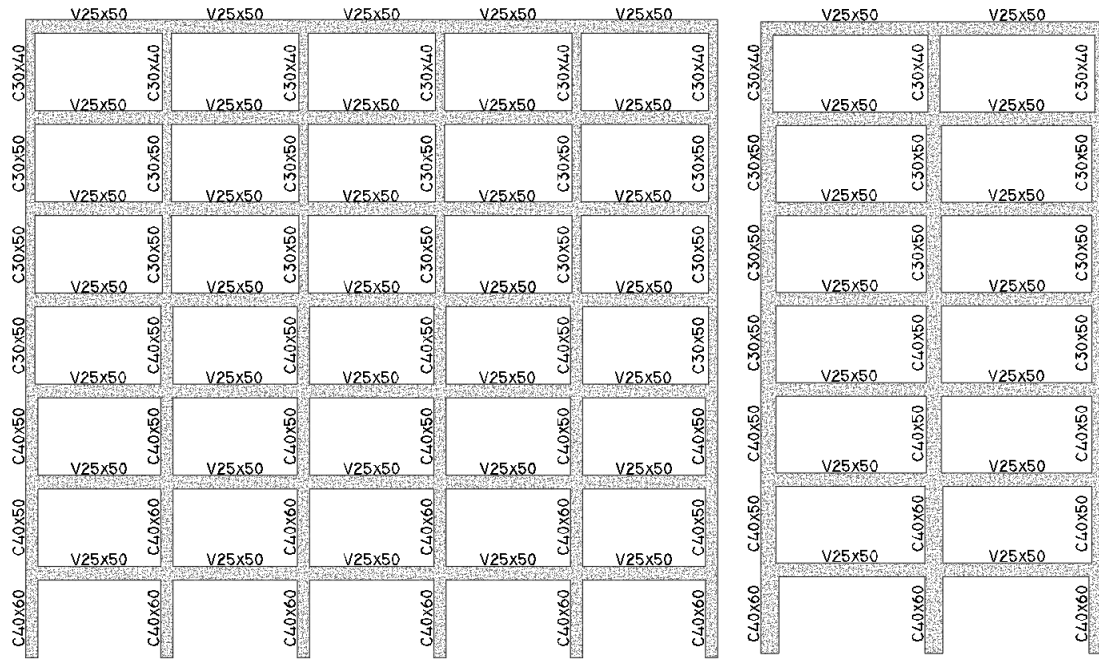
El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas las cuales se representaron por medio de masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, dos traslacionales horizontales y una rotacional respecto al eje vertical.

Se determinó la geometría y refuerzo de la estructura en base a las solicitaciones máximas de diseño para cargas sísmicas y gravitacionales y se controló el desplazamiento de acuerdo a la GBDS 2020.



a) pórtico A y C

b) pórtico 1 y 6



c) pórtico B

d) pórtico 2, 3, 4 y 5

Figura 3.14 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Con Sismo [7N-CS].

El diseño y detalle de armado puede ser visto en el Anexo (A), al ser un modelo que considera acciones sísmicas según la guía GBDS 2020 se ha controlado que los desplazamientos laterales no superen los límites establecidos.

### 3.7.1 Resumen Columnas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo	Área [cm <sup>2</sup> ]
Columna	60x40	12Ø16	24.12
Columna	50x40	10Ø16	20.10
Columna	50x30	8Ø16	16.08
Columna	40x30	6Ø16	12.06

Tabla 3.11 Armado de Columnas, Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS].

### 3.7.2 Resumen Vigas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo Lateral Izquierdo		Refuerzo Central		Refuerzo Lateral Derecho	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
PISO [1-4] Vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6	25x50	3Ø12+3Ø16	4Ø12	3Ø12+3Ø16	4Ø12	3Ø12+3Ø16	4Ø12
PISO [5-7] Vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6	25x50	3Ø12+2Ø16	4Ø12	3Ø12+2Ø16	4Ø12	3Ø12+2Ø16	4Ø12
PISO [1-7] Vigas A, B y C	25x50	5Ø12	3Ø12	5Ø12	3Ø12	5Ø12	3Ø12

Tabla 3.12 Armado de Vigas, Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS].

### 3.7.3 Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones y de Diseño

Para cada dirección de análisis se utilizará un espectro elástico y de diseño definido por la guía GBDS 2020, artículo 6.5. A continuación, se muestra los parámetros para la elaboración de los espectros elásticos y de diseño y queda definido de la siguiente manera:

### 3.7.3.1 Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones

Factor de Importancia (Ie)	Tipo II
Clasificación de suelos de cimentación	Suelo S3
Aceleración máxima del suelo So (PGA)	So = 0.20
Coefficiente de sitio de periodo corto	Fa = 1.20
Coefficiente de sitio de periodo largo	Fv = 1.85
Periodo Inicial	T0 = 0.23
Periodo Corto	TS = 0.93
Periodo Largo	TL = 6.17

Tabla 3.13 Parámetros para la Elaboración del Espectro Elástico según GBDS 2020.

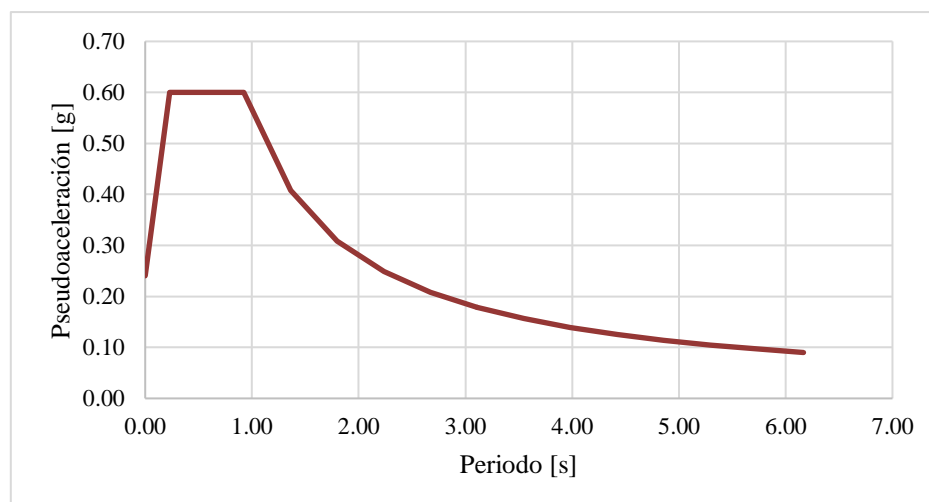


Figura 3.15 Espectro Elástico de Pseudoaceleración en X y Y.

### 3.7.3.2 Espectro de Diseño

Es el espectro elástico afectado por los factores de reducción R, de importancia Ie y de topografía. Se muestra los parámetros para la elaboración del espectro de diseño y queda definido de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R}$$

Factor de Importancia ( $I_e$ )	$I_e = 1.0$
Coefficiente Básico de Reducción	$R_o = 7.0$
Irregularidad en Altura	$I_a = 1.0$
Irregularidad en Planta	$I_p = 1.0$
Factor Topográfico	$\tau = 1.0$
Factor de Modificación de Respuesta	$R = 7.0$

Tabla 3.14 Parámetros para la Elaboración del Espectro de Diseño según GBDS 2020.

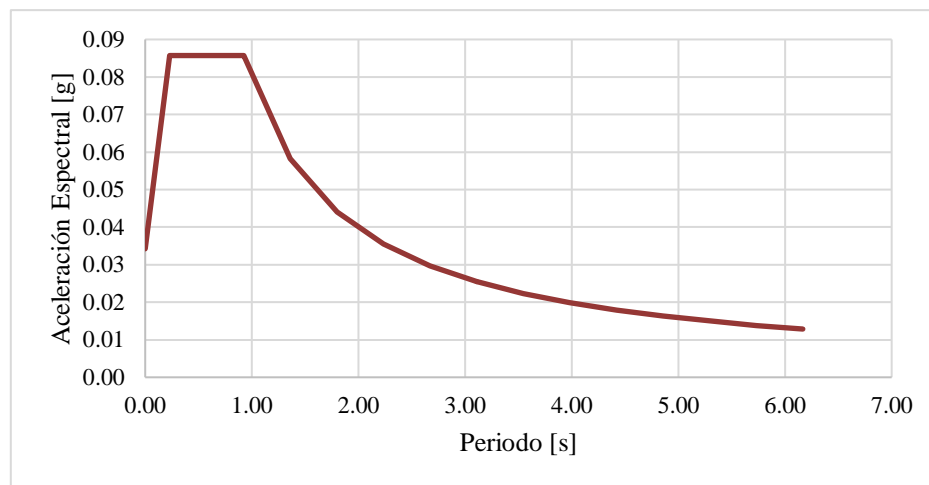


Figura 3.16 Espectro de Diseño Según GBDS 2020 en X y Y.

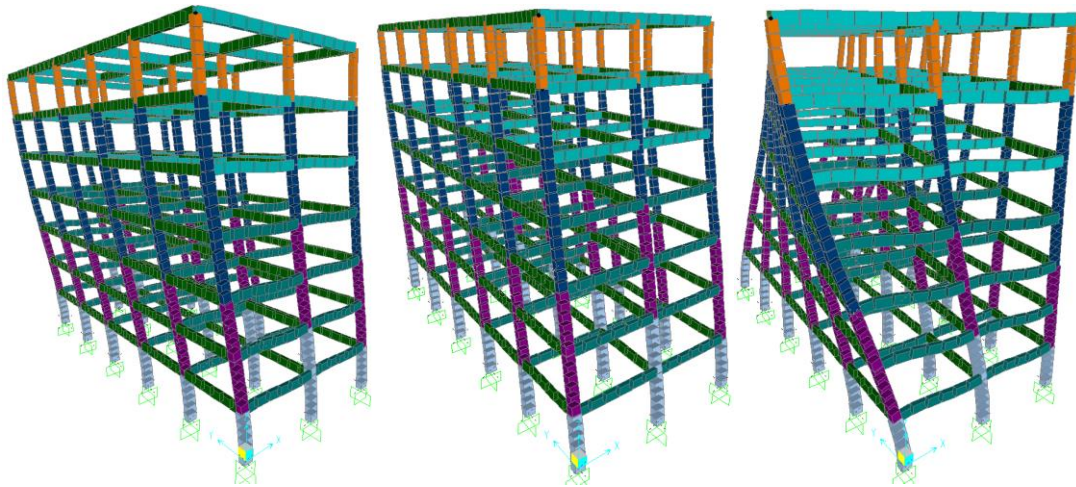
### 3.7.4 Control de Deriva de Entrepiso de Acuerdo a la GBDS 2020

Nivel	HPISO [m]	$\delta x_e$ [mm]	$\delta x$ [mm]	$\Delta x$	$\delta y_e$ [mm]	$\delta y$ [mm]	$\Delta y$	Obs.
P7	3	28.3	155.4	0.004	28.4	156.5	0.004	Cumple
P6	3	26.0	143.0	0.006	26.3	144.7	0.006	Cumple
P5	3	22.7	125.1	0.008	22.8	125.5	0.009	Cumple
P4	3	18.3	100.8	0.010	18.0	98.8	0.009	Cumple
P3	3	13.1	72.3	0.010	12.9	70.8	0.009	Cumple
P2	3	7.6	42.0	0.009	8.2	44.9	0.009	Cumple
P1	3	2.7	14.9	0.005	3.4	18.6	0.006	Cumple
FUND		0.0	0.0		0.0	0.0		

Tabla 3.15 Control de Deriva de Entrepiso Según GBDS 2020.

### 3.7.5 Periodos de los Primeros Modos de vibración

Los 3 Primeros modos son predominantes y están asociados a una forma y periodo de vibración. Se observa que el primer y segundo modo son traslaciones correspondientes a la dirección X-X y la dirección Y-Y respectivamente, y el tercer modo es de rotacional.



a) 1er modo,  $T_1= 1.055$  s    b) 2do modo,  $T_2= 1.054$  s    c) 3er modo,  $T_3= 0.927$  s

Figura 3.17 Modos de Vibración de la Estructura con Sismo Según GBDS 2020 [7N-CS].

### 3.7.6 Cortante Basal Dinámico y Estático

La fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico a partir de los resultados proporcionados por el programa SAP 2000 y análisis estático son los siguientes:

Descripción	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Cortante Basal – Método Estático [Ton]	129.40	129.77
80% del Cortante Basal – Método Estático [Ton]	103.52	103.82
Cortante Basal – Método Dinámico [Ton]	105.16	106.55

Tabla 3.16 Verificación Cortante Basal Dinámico Según GBDS 2020.

Como se aprecia los valores del cortante dinámico resultaron mayores al 80% de los correspondientes valores del método estático, por lo tanto, estos valores se usaron como el cortante de diseño.

### 3.7.7 Curva de Capacidad y su Representación Bilineal

El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de áreas iguales, los puntos de la curva de capacidad bilineal se resumen en las siguientes Tablas 3.17 y 3.18.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	4.45	162.22
Resistencia Ultima	38.81	201.31

Tabla 3.17 Puntos de la Curva de Capacidad en "X" para su Representación Bilineal.

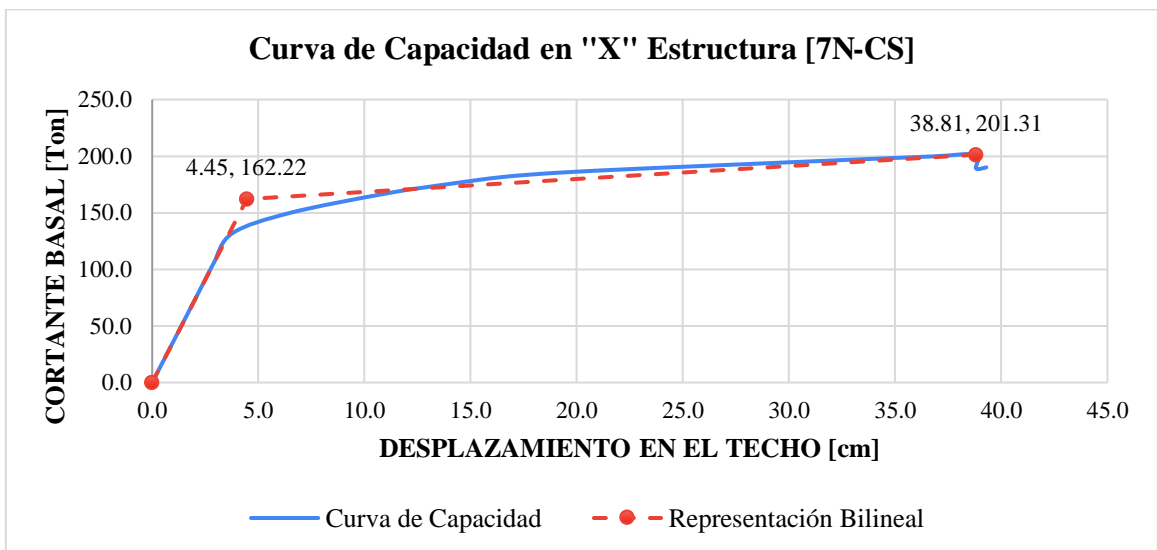


Figura 3.18 Curva de Capacidad en "X" [7N-CS] y su Representación Bilineal.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	3.84	140.71
Resistencia Ultima	35.37	173.58

Tabla 3.18 Puntos de la Curva de Capacidad en "Y" para su Representación Bilineal.

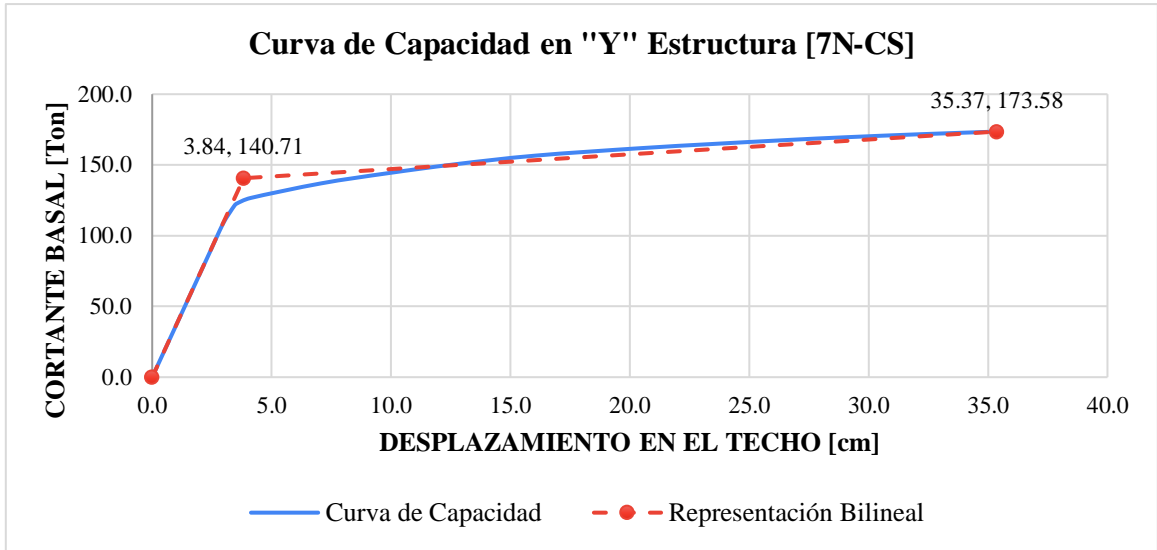


Figura 3.19 Curva de Capacidad en "Y" [7N-CS] y su Representación Bilineal.

### 3.7.8 Ductilidad del Sistema

Ductilidad es la relación de deformación Total entre la deformación de fluencia efectiva.

$$\text{Dirección en "X": } \mu = D_u / D_x = 38.81 / 4.45 = 8.71$$

$$\text{Dirección en "Y": } \mu = D_u / D_y = 35.37 / 3.84 = 9.20$$

### 3.7.9 Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440

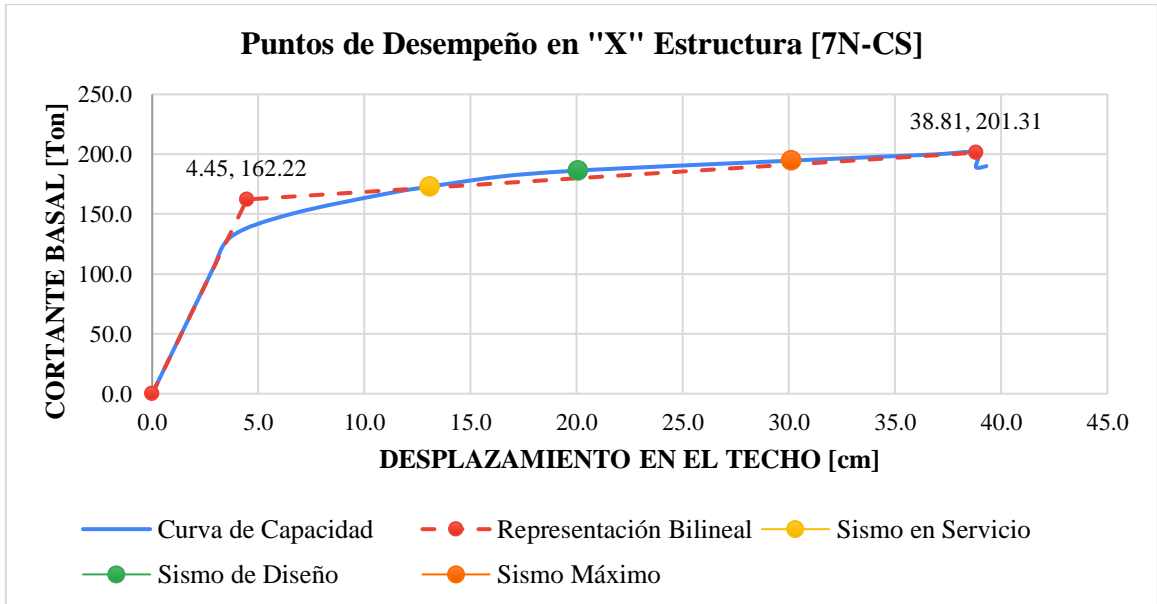


Figura 3.20 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "X" [7N-CS].

Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 13.1 cm para un cortante basal de 172.8Ton.

Para el Sismo de Diseño, el desplazamiento es de 20.1 cm para un cortante basal de 186.2Ton.

Para el Sismo Máximo, el desplazamiento es de 30.1 cm para un cortante basal de 194.6Ton.

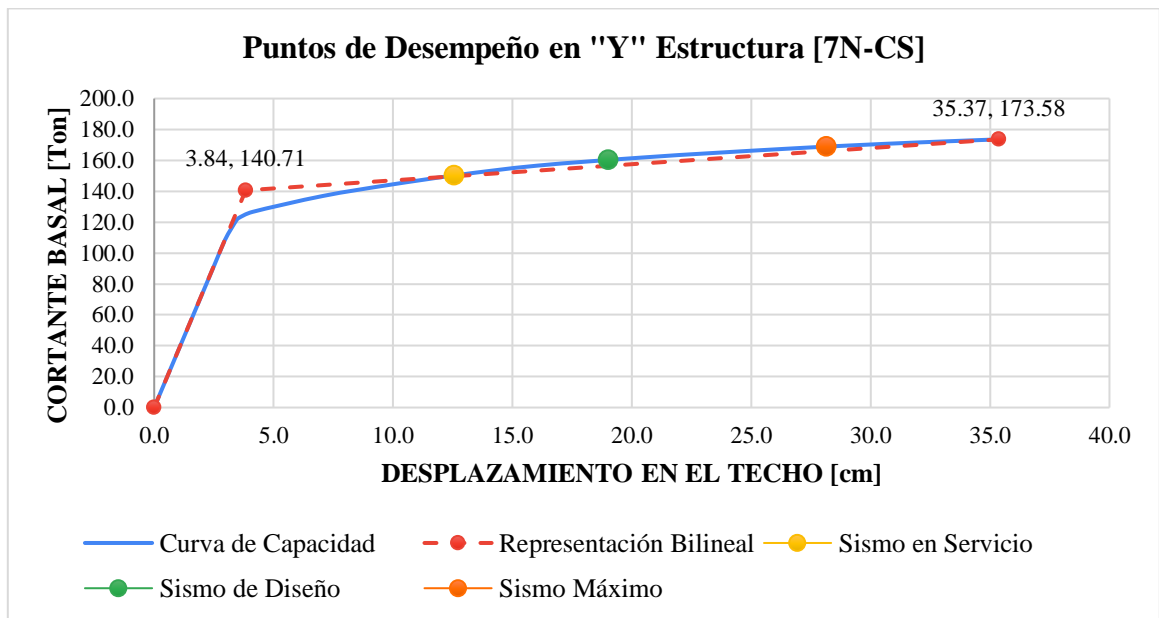


Figura 3.21 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "Y" [7N-CS].

Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 12.6 cm para un cortante basal de 150.2Ton.

Para el Sismo de Diseño, el desplazamiento es de 19.0 cm para un cortante basal de 160.2Ton.

Para el Sismo Máximo, el desplazamiento es de 28.2 cm para un cortante basal de 168.9Ton.

### 3.7.10 Desempeño de Componentes Primarios

Se ubica en el modelo el paso del pushover en la dirección X-X en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento de los puntos de desempeño de 13.1, 20.1 y 30.1cm.



Para un sismo de Diseño, en el paso 9 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 20.1cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Inmediata Ocupación, Figura 3.23.

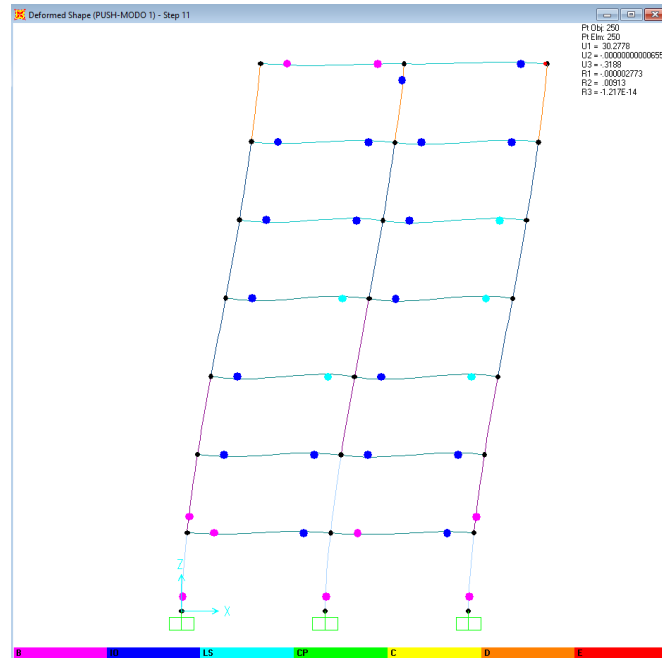


Figura 3.24 Paso 11 del Análisis Pushover en "X".

Para un sismo Máximo, en el paso 11 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 30.1cm y se comprueba que las rotulas plásticas alcanzan el límite de Resguardo de la Vida (Life Safety), Figura 3.24.

Se ubica en el modelo el paso del pushover en la dirección Y-Y en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento de los puntos de desempeño de 12.6, 19.0 y 28.2cm. Luego se comprueba el nivel de desempeño en el que se encuentran las rótulas plásticas en vigas y columnas.

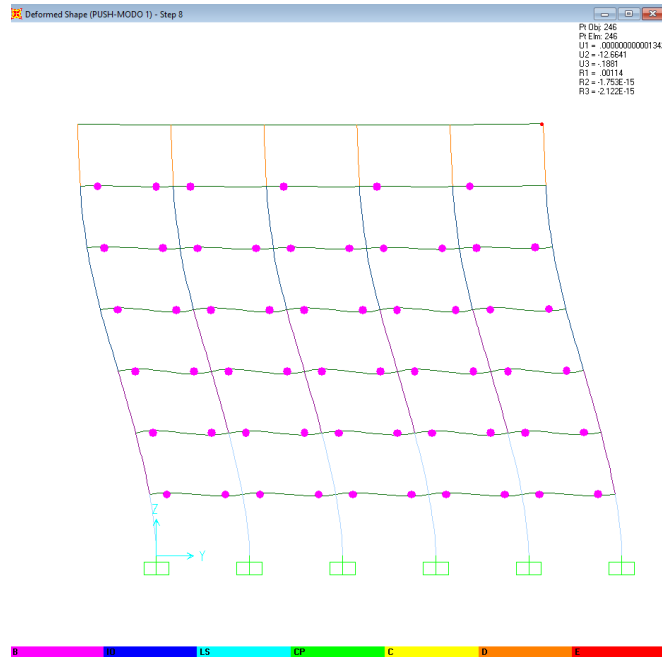


Figura 3.25 Paso 8 del Análisis Pushover en “Y”.

Para un sismo en Servicio, en el paso 8 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 12.6cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan la fluencia, Figura 3.25.

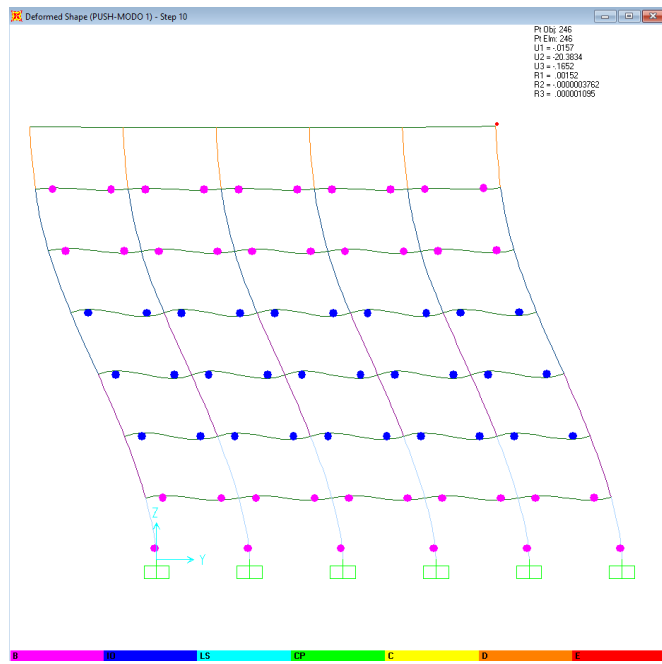


Figura 3.26 Paso 10 del Análisis Pushover en “Y”.

Para un sismo de Diseño, en el paso 10 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 19.0cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Inmediata Ocupación, Figura 3.26.

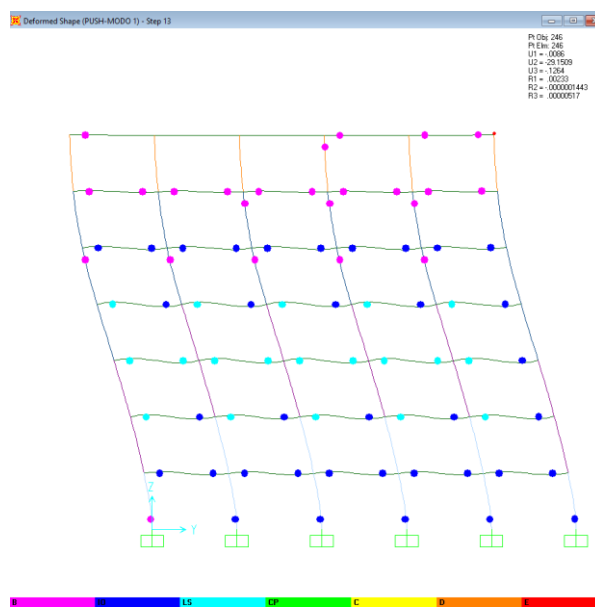


Figura 3.27 Paso 13 del Análisis Pushover en “Y”.

Para un sismo Máximo, en el paso 13 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 28.2cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas alcanzan el límite de Resguardo de la Vida, Figura 3.27.

### 3.7.11 Verificación de las distorsiones de Entrepiso

Como se mencionó antes, la estructura de pórticos es el más dúctil de todos los sistemas en concreto y el más flexible, por tanto, la verificación de las distorsiones debe tener especial atención a los límites máximos permitidos.

Límite Deriva de Entrepiso	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de la Vida
Máxima Deriva total	0.01	0.01 – 0.02	0.02
Máxima Deriva Inelástica	0.005	0.005 – 0.015	No hay Límite

Tabla 3.19 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996.

La máxima deriva del techo se define como la deriva de entrepiso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño y la deriva inelástica como la porción de la máxima deriva del techo más allá del punto de cedencia efectivo.

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	13.07	21.00	0.006
Deriva Elástica	4.45	21.00	0.002
Deriva Inelástica	8.62	21.00	0.004

*Tabla 3.20 Derivas de Piso en “X” para un Sismo en Servicio.*

Se observa que, para el Sismo en Servicio, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.006, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.004, quedando por debajo del límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	20.06	21.00	0.010
Deriva Elástica	4.44	21.00	0.002
Deriva Inelástica	15.62	21.00	0.007

*Tabla 3.21 Derivas de Piso en “X” para un Sismo de Diseño.*

Se observa que, para el Sismo de Diseño, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.010, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.007, quedando en el límite de Control de Daño (Damage Control).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	30.12	21.00	0.014
Deriva Elástica	4.44	21.00	0.002
Deriva Inelástica	25.68	21.00	0.012

*Tabla 3.22 Derivas de Piso en “X” para un Sismo Máximo.*

Se observa que, para el Sismo Máximo, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.014, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.012, quedando en el límite de control de daño (Damage Control).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	12.56	21.00	0.006
Deriva Elástica	3.84	21.00	0.002
Deriva Inelástica	8.72	21.00	0.004

*Tabla 3.23 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio.*

Se observa que, para el Sismo en Servicio, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.006, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.004, quedando por debajo del límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	19.01	21.00	0.009
Deriva Elástica	3.84	21.00	0.002
Deriva Inelástica	15.17	21.00	0.007

*Tabla 3.24 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo de Diseño.*

Se observa que, para el Sismo de Diseño, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.009, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.007, quedando en el límite de Control de Daño (Damage Control).

Descripción Deriva	Desplazamiento [cm]	Altura del Techo [m]	Deriva Entrepiso
Deriva Total	28.15	21.00	0.013
Deriva Elástica	3.84	21.00	0.002
Deriva Inelástica	24.30	21.00	0.012

Tabla 3.25 Derivas de Piso en "Y" para un Sismo Máximo.

Se observa que, para el Sismo Máximo, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.013, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.012, quedando en el límite de control de daño (Damage Control).

### 3.8 Modelo Para un Objetivo de Desempeño como Estructura Esencial [7N-EE]

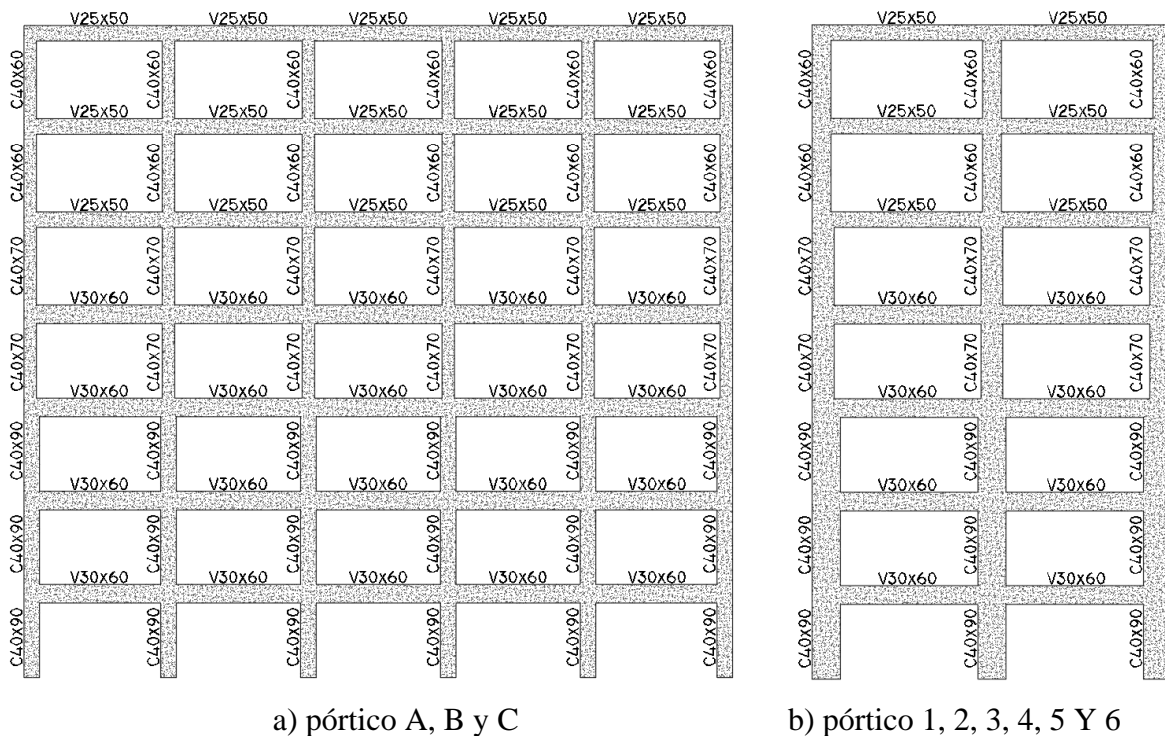


Figura 3.28 Columnas y Vigas en Elevación, Estructura Esencial [7N-EE].

El procedimiento de diseño sísmico por desempeño se basa en definir criterios de aceptación para elementos estructurales y límites de desplazamiento elásticos e inelásticos en el techo.

### 3.8.1 Resumen Columnas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo	Área [cm <sup>2</sup> ]
Columna	90x50	22Ø16	44.22
Columna	70x40	14Ø16	28.14
Columna	60x40	12Ø16	24.12

Tabla 3.26 Armado de Columnas, Estructura Esencial [7N-EE].

### 3.8.2 Resumen Vigas

Elemento	Sección [cm]	Refuerzo Lateral Izq.		Refuerzo Central		Refuerzo Lateral Der.	
		Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
PISO [1-4] Vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6	30x60	2Ø12+4Ø16	4Ø12	2Ø12+4Ø16	4Ø12	2Ø12+4Ø16	4Ø12
PISO [1-4] Vigas A, B y C	30x60	2Ø12+4Ø16	4Ø12	2Ø12+4Ø16	4Ø12	2Ø12+4Ø16	4Ø12
PISO [5-7] Vigas 1, 2, 3, 4, 5 y 6	25x50	2Ø12+3Ø16	4Ø12	2Ø12+3Ø16	4Ø12	2Ø12+3Ø16	4Ø12
PISO [5-7] Vigas A, B y C	25x50	2Ø12+3Ø16	4Ø12	2Ø12+3Ø16	4Ø12	2Ø12+3Ø16	4Ø12

Tabla 3.27 Armado de Vigas, Estructura Esencial [7N-EE].

### 3.8.3 Curva de Capacidad y su Representación Bilineal

El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de áreas iguales, los puntos de la curva de capacidad bilineal se resumen en las Tablas 3.28 y 3.29.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	2.92	228.58
Resistencia Ultima	37.06	314.61

Tabla 3.28 Puntos de la Curva de Capacidad en "X" para su Representación Bilineal.

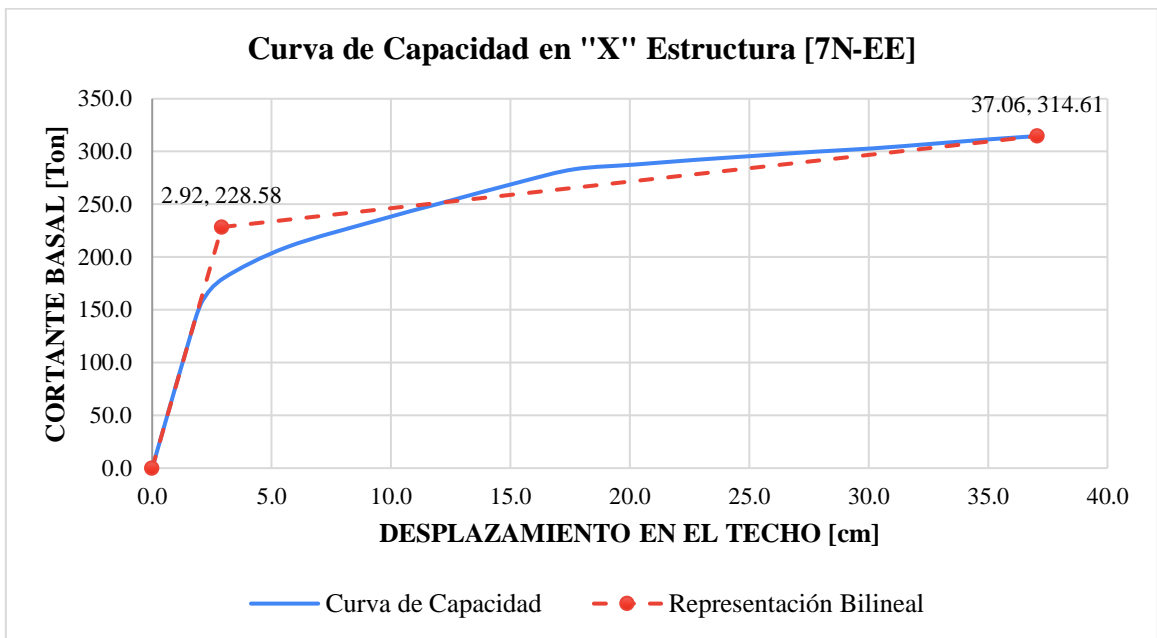


Figura 3.29 Curva de Capacidad en "X" [7N-EE] y su Representación Bilineal.

Paso	Idealización bilineal	
	Desplazamiento [cm]	Cortante en la base [Ton]
Inicio	0.00	0.0
Fluencia Efectiva	2.38	190.4
Resistencia Ultima	36.63	247.86

Tabla 3.29 Puntos de la Curva de Capacidad en "Y" para su Representación Bilineal.

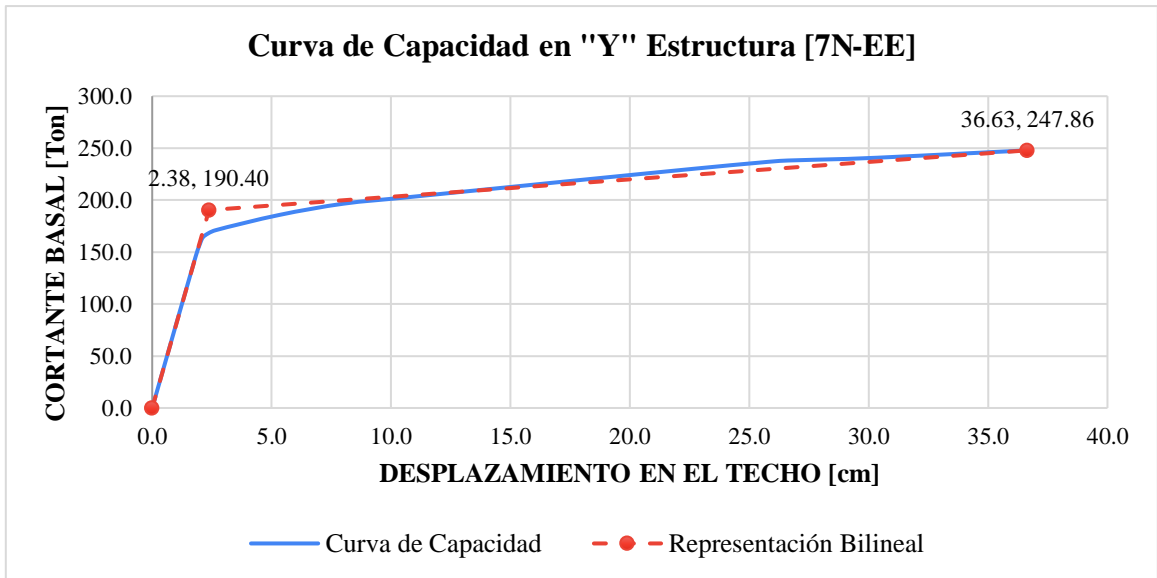


Figura 3.30 Curva de Capacidad en "Y" [7N-EE] y su Representación Bilineal.

### 3.8.4 Ductilidad del Sistema

Ductilidad es la relación de deformación Total entre la deformación de fluencia efectiva.

En la dirección en "X":  $\mu = D_u / D_x = 37.06 / 2.92 = 12.70$

En la dirección en "Y":  $\mu = D_u / D_y = 36.63 / 2.38 = 15.42$

### 3.8.5 Puntos de Desempeño por el Método de los Coeficientes FEMA 440

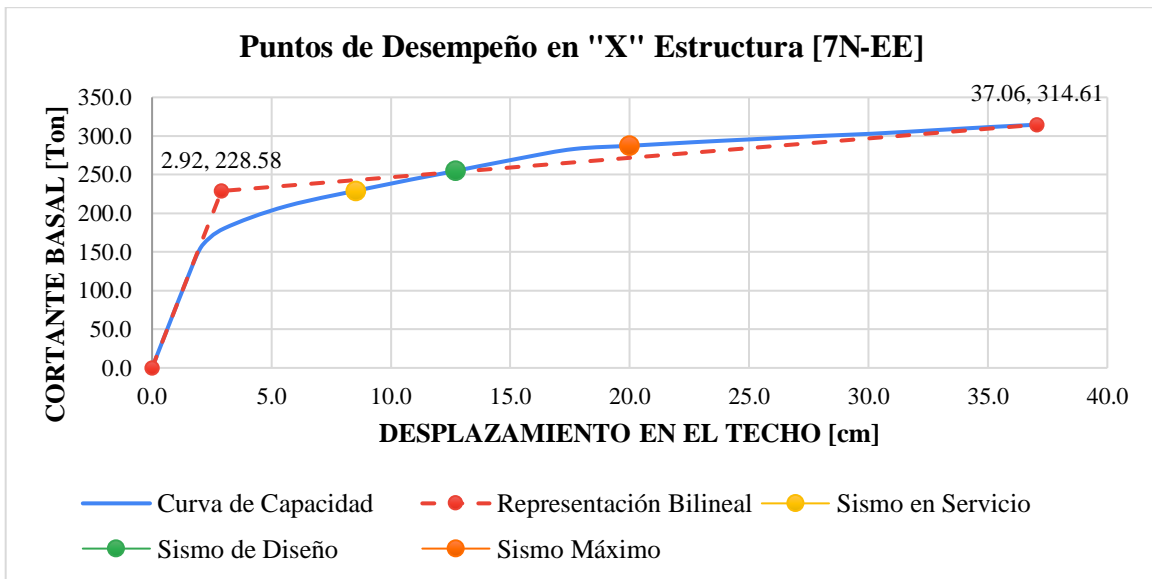


Figura 3.31 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "X" [7N-EE].

Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 8.5 cm para un cortante basal de 228.9Ton.

Para el Sismo de Diseño, el desplazamiento es de 12.7 cm para un cortante basal de 254.9Ton.

Para el Sismo Máximo, el desplazamiento es de 20.0 cm para un cortante basal de 287.3Ton.

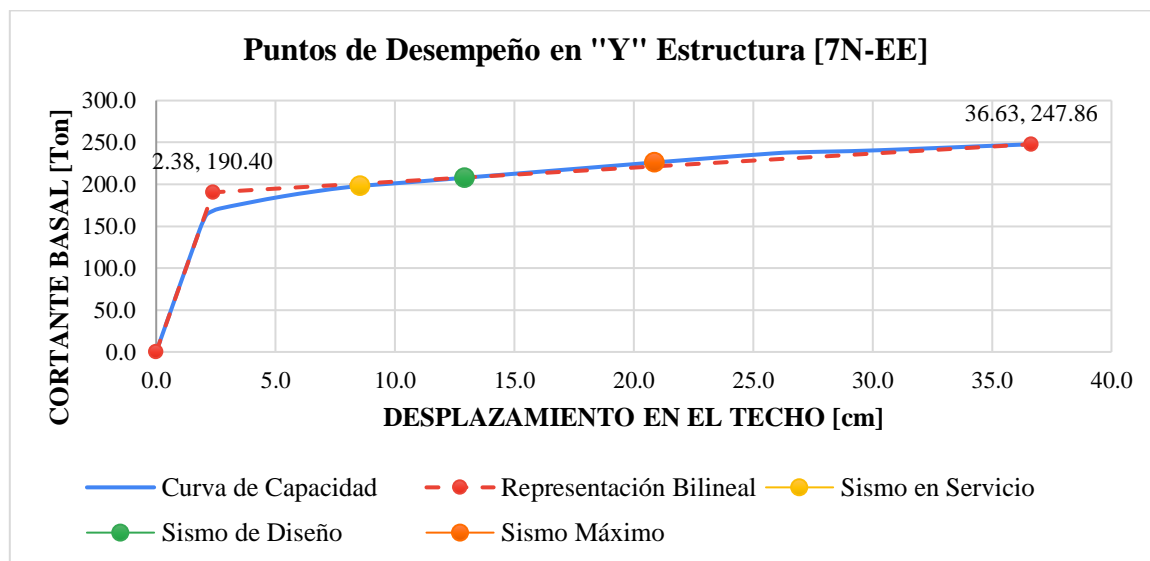


Figura 3.32 Puntos de Desempeño sobre la Curva de Capacidad en "Y" [7N-EE].

Para el Sismo en Servicio, el desplazamiento es de 8.5 cm para un cortante basal de 197.8Ton.

Para el Sismo de Diseño, el desplazamiento es de 12.9 cm para un cortante basal de 207.9Ton.

Para el Sismo Máximo, el desplazamiento es de 20.9 cm para un cortante basal de 226.1Ton.

### 3.8.6 Desempeño de Componentes Primarios

Se ubica en el modelo el paso del pushover en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento de los puntos de desempeño de 8.5, 12.7 y 20.9cm. Luego se comprueba el nivel de desempeño en el que se encuentran las rótulas plásticas en vigas y columnas.

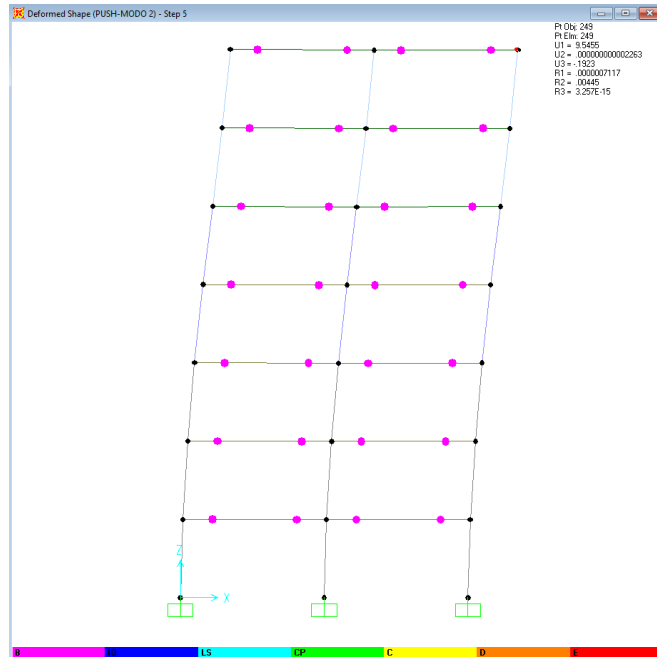


Figura 3.33 Paso 5 del Análisis Pushover en “X”.

Para un sismo en Servicio, en el paso 5 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 8.5cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan la fluencia, Figura 3.33.

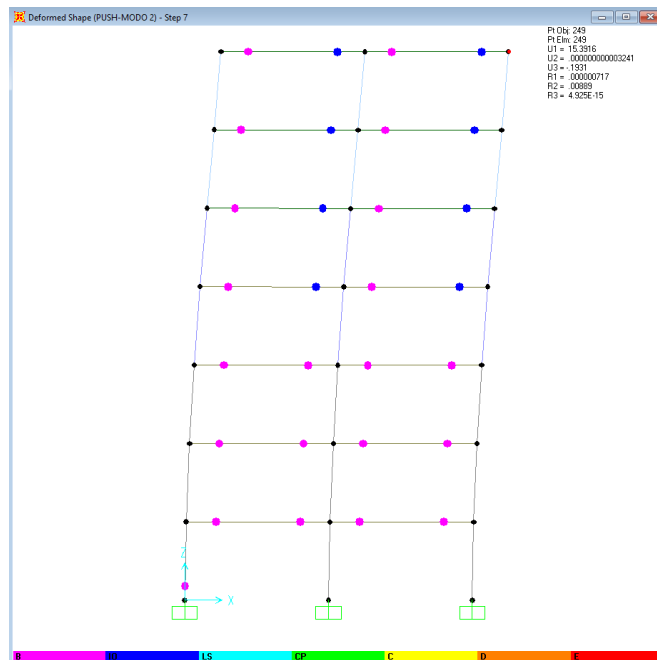


Figura 3.34 Paso 7 del Análisis Pushover en “X”.

Para un sismo de Diseño, en el paso 7 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 12.7cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Inmediata Ocupación, Figura 3.34.

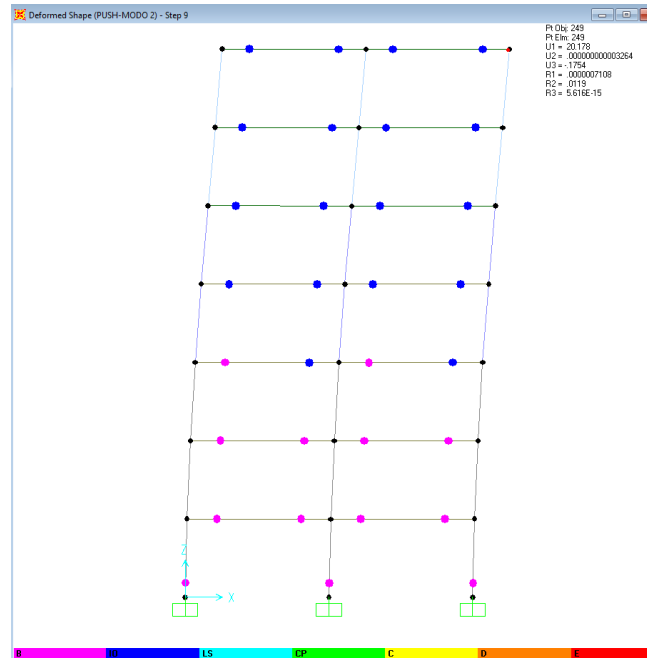


Figura 3.35 Paso 9 del Análisis Pushover en "X".

Para un sismo Máximo, en el paso 9 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 20.9cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan el límite de Inmediata Ocupación, Figura 3.35.

Se ubica en el modelo el paso del pushover en el cual el desplazamiento del techo se aproxime al desplazamiento de los puntos de desempeño de 8.5, 12.9 y 20.9cm. Luego se comprueba el nivel de desempeño en el que se encuentran las rótulas plásticas en vigas y columnas.

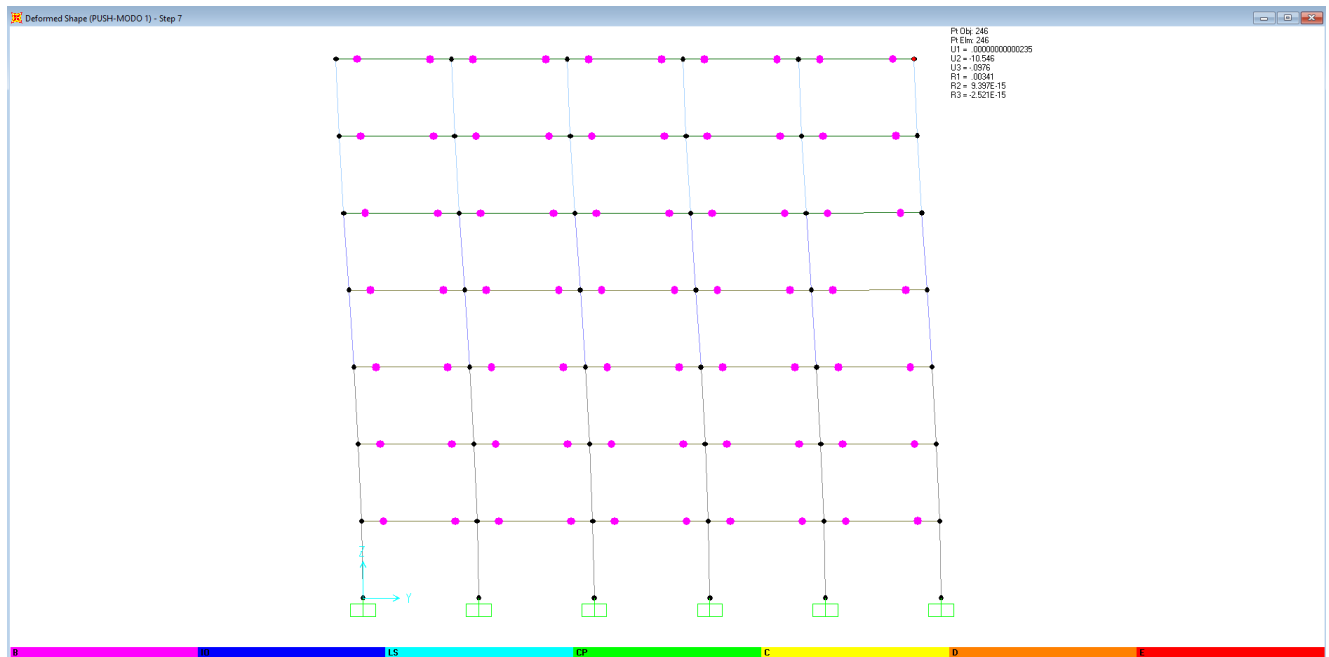


Figura 3.36 Paso 7 del Análisis Pushover en “Y”.

Para un sismo en Servicio, en el paso 7 del Pushover el desplazamiento del techo se aproxima a 8.5cm y se comprueba que todas las rótulas plásticas en vigas y columnas no superan la fluencia, Figura 3.36.

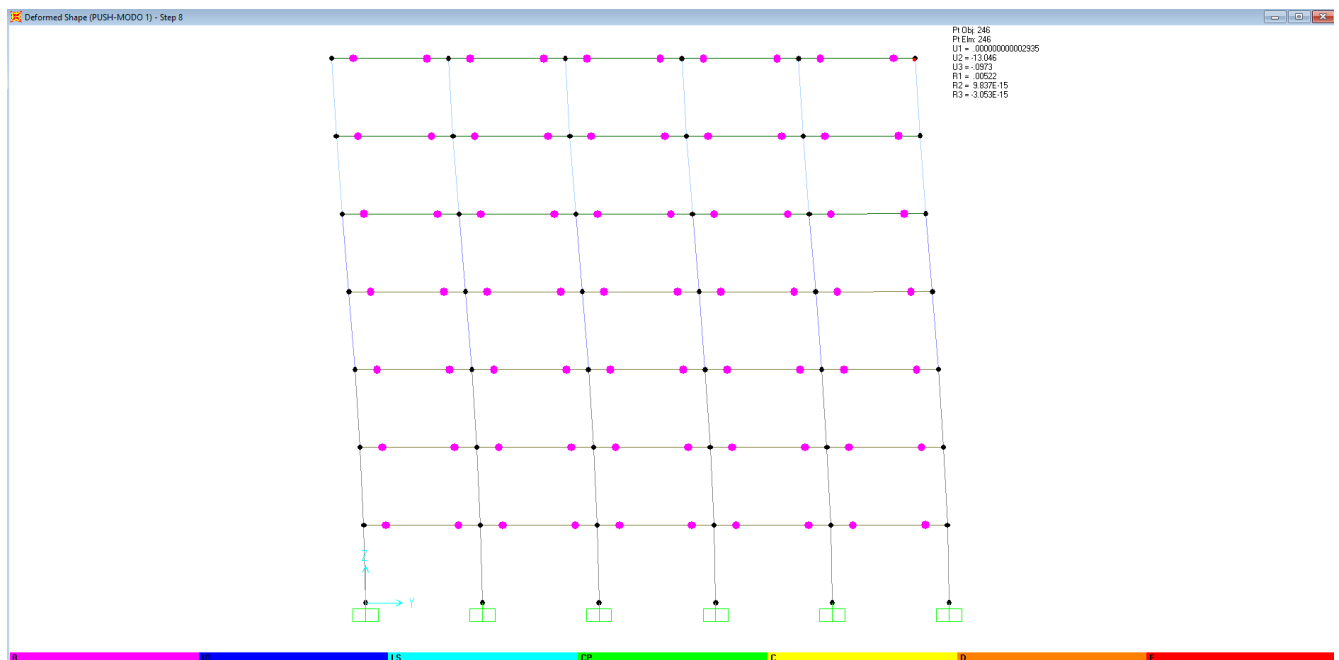


Figura 3.37 Paso 8 del Análisis Pushover en “Y”.



La máxima deriva del techo se define como la deriva de entrepiso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño y la deriva inelástica como la porción de la máxima deriva del techo más allá del punto de cedencia efectivo.

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	8.54	21.00	0.004
Deriva Elástica	2.92	21.00	0.001
Deriva Inelástica	5.57	21.00	0.003

*Tabla 3.31 Derivas de Piso en "X" para un Sismo en Servicio.*

Se observa que, para el Sismo en Servicio, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.004, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.003, quedando por debajo del límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	12.72	21.00	0.006
Deriva Elástica	2.92	21.00	0.001
Deriva Inelástica	9.77	21.00	0.005

*Tabla 3.32 Derivas de Piso en "X" para un Sismo de Diseño.*

Se observa que, para el Sismo de Diseño, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.006, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.005, quedando en el límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	20.9	21.00	0.010
Deriva Elástica	2.92	21.00	0.001
Deriva Inelástica	17.07	21.00	0.008

*Tabla 3.33 Derivas de Piso en “X” para un Sismo Máximo.*

Se observa que, para el Sismo Máximo, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.010, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.008, quedando en el límite de control de daño (Damage Control).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	8.55	21.00	0.004
Deriva Elástica	2.38	21.00	0.001
Deriva Inelástica	6.12	21.00	0.003

*Tabla 3.34 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo en Servicio.*

Se observa que, para el Sismo en Servicio, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.004, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.003, quedando por debajo del límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	12.92	21.00	0.006
Deriva Elástica	2.38	21.00	0.001
Deriva Inelástica	10.52	21.00	0.005

*Tabla 3.35 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo de Diseño.*

Se observa que, para el Sismo de Diseño, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.006, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.005, quedando en el límite de inmediata ocupación (Immediate Occupancy).

<b>Descripción Deriva</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>	<b>Altura del Techo [m]</b>	<b>Deriva Entrepiso</b>
Deriva Total	20.87	21.00	0.010
Deriva Elástica	2.38	21.00	0.001
Deriva Inelástica	18.52	21.00	0.009

*Tabla 3.36 Derivas de Piso en “Y” para un Sismo Máximo.*

Se observa que, para el Sismo Máximo, la deriva total del punto de desempeño, referida al techo del edificio, tiene un valor de 0.010, mientras que la deriva inelástica está en el orden de 0.009, quedando en el límite de control de daño (Damage Control).

---

## COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DE DESEMPEÑO DE LAS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES

### 4.1 Descripción General

En el presente capítulo, se compara los resultados obtenidos concernientes al desempeño sísmico, comportamiento e incidencia económica de los elementos viga y columna, debido a que son los pórticos el principal elemento resistente a cargas laterales del sistema estructural.

Las tres estructuras a comparar pertenecen a un mismo edificio de 7 Niveles destinados al uso de vivienda – departamentos.

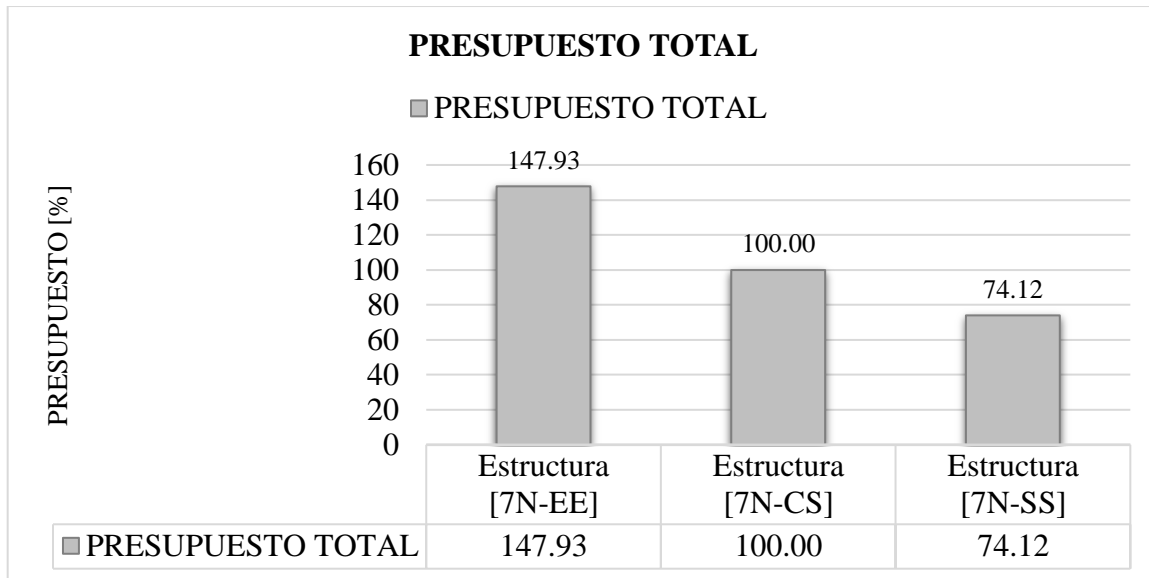
La primera alternativa estructural [7N-SS], ha sido diseñada solamente para cargas gravitacionales, sin sismo ni comprobaciones de deriva de entrepiso.

La segunda alternativa estructural [7N-CS], se ha diseñado para cargas gravitacionales y sísmicas de acuerdo a la GBDS-2020.

La tercera alternativa estructural [7N-EE], se ha diseñado para un objetivo de desempeño como Estructura Esencial, los criterios de aceptación del nivel de desempeño han sido tomados de los trabajos: el Comité SEAOC Vision 2000 y el FEMA 440.

## 4.2 Comparación Económica

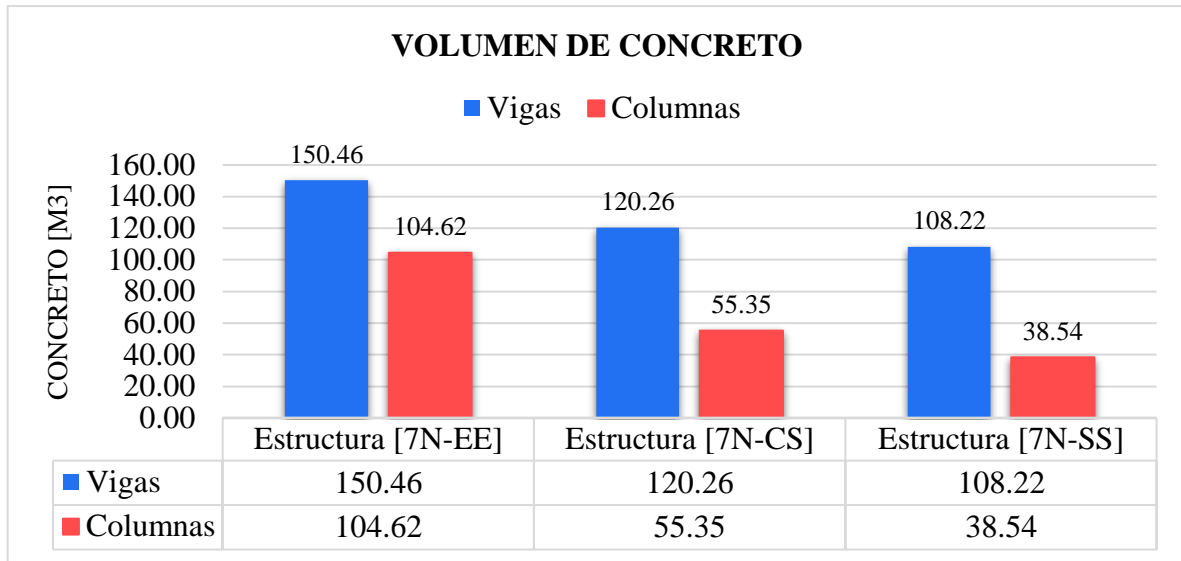
Considerando la Estructura [7N-CS] como el 100% del costo presupuestal, se obtiene que la alternativa de Estructura Esencial [7N-EE] es la más costosa con un 147.93% y la alternativa más económica [7N-CS] con un 74.12%.



*Figura 4.1 Presupuesto Estructural en % de Cada Alternativa Estudiada.*

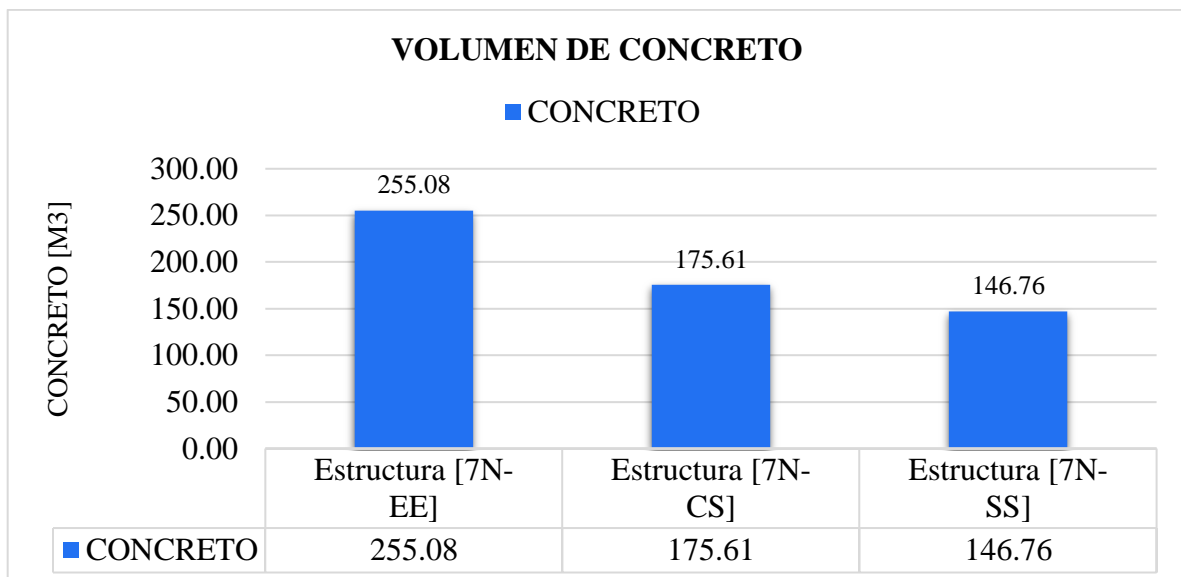
Más adelante se evalúa la comparación del desempeño de cada alternativa y se comprueba que la Estructura Esencial [7N-EE] es muy superior, se espera que luego de ocurrir un Sismo de Diseño o Raro el nivel de desempeño sea de Ocupación Inmediata, es decir los espacios pueden ser utilizados después del sismo y a pesar que pueda haber algún daño en el contenido, la estructura queda totalmente funcional.

Por otro lado, lastimosamente algunos propietarios no se ven interesados en construir su proyecto con un diseño sismoresistente, si bien el diseño sísmico es obligatorio por reglamento, existe muchas estructuras que claramente son diseñadas únicamente para cargas gravitacionales teniendo una diferencia en porcentaje del 25.88%.



*Figura 4.2 Resumen de Volumen de Concreto por Elemento Para Cada Estructura.*

Los incrementos en el presupuesto de construcción de la estructura son debido al aumento de volúmenes de concreto y cantidad de acero de refuerzo necesario de acuerdo al diseño estructural. En las Figuras 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5 se muestra el resumen global de volúmenes para cada estructura.



*Figura 4.3 Resumen de Volumen de Concreto Total Para Cada Estructura.*

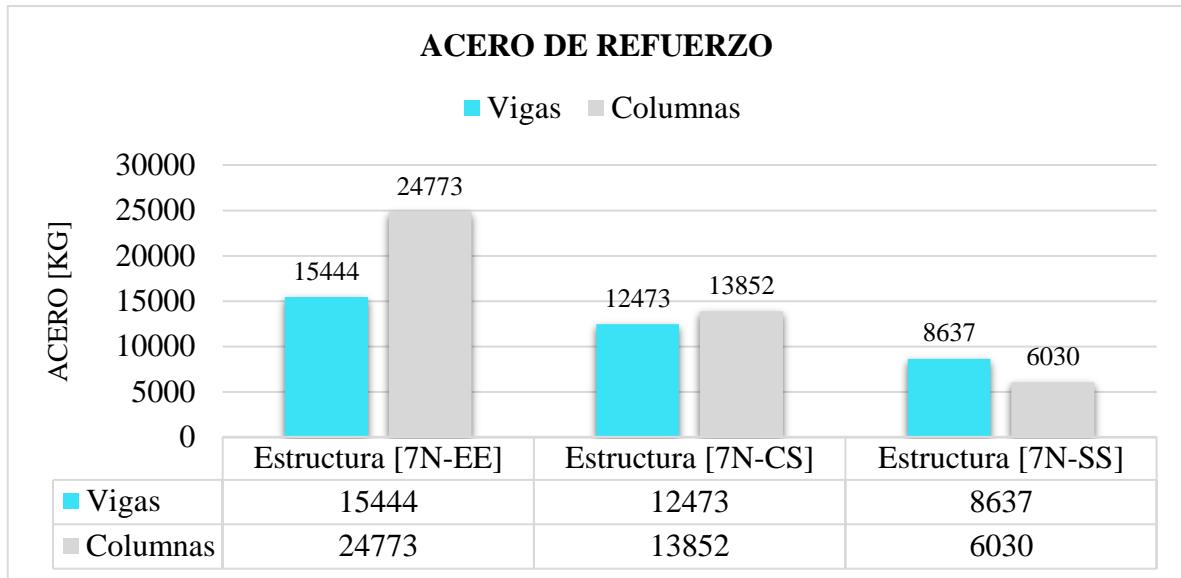


Figura 4.4 Resumen de Cantidad de Refuerzo por Elemento Para Cada Estructura.

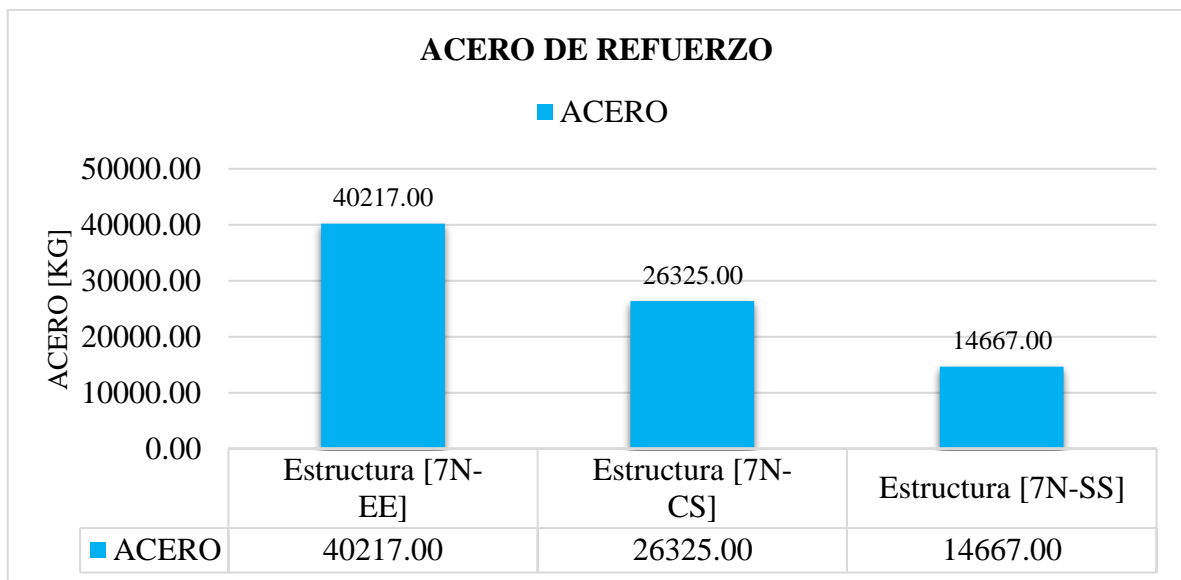


Figura 4.5 Resumen de Cantidad Total de Acero de Refuerzo.

### 4.3 Curvas de Desempeño

En las Figuras 4.6 y 4.8 se muestra la curva de capacidad para cada estructura en cada dirección de análisis, en las cuales se aprecia con claridad que la capacidad de la Estructura Especial [7N-EE] está muy por encima que el resto de las estructuras.

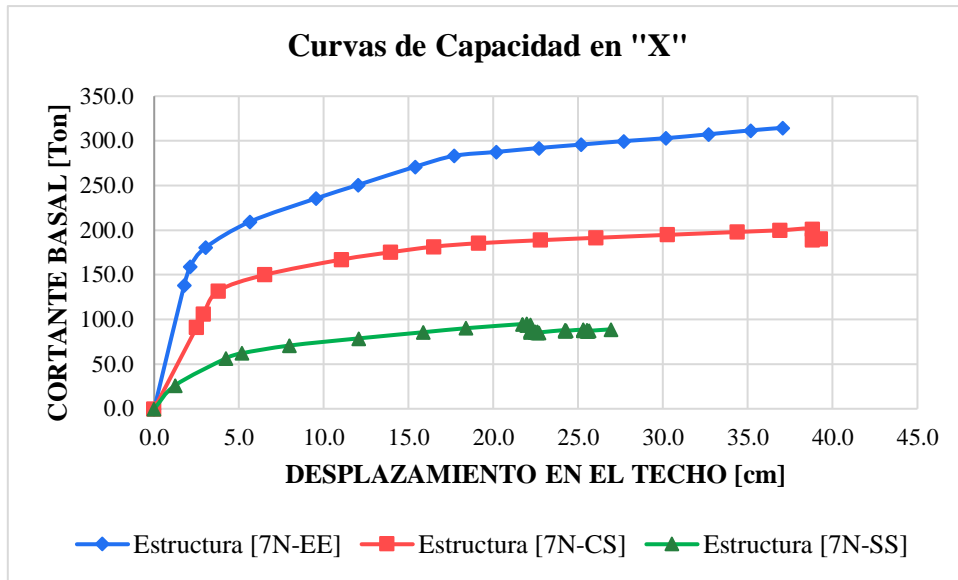


Figura 4.6 Curvas de Desempeño en X-X.

Para la dirección en "X" la Estructura [7N-CS] resiste un corte basal previo al colapso 2.11 veces mayor que la estructura [7N-SS], y la estructura [7N-EE] 1.56 veces mayor a la Estructura [7N-CS] como se muestra en la Figura 4.7.

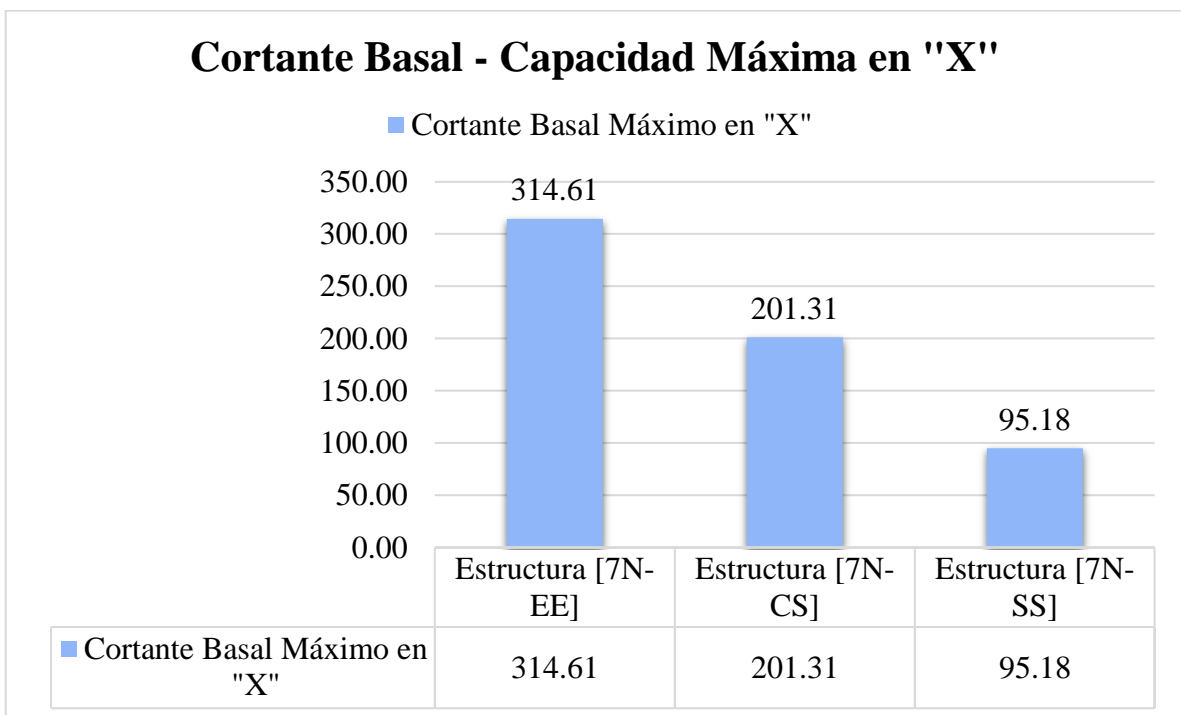


Figura 4.7 Cortante Basal – Capacidad Máxima en "X".

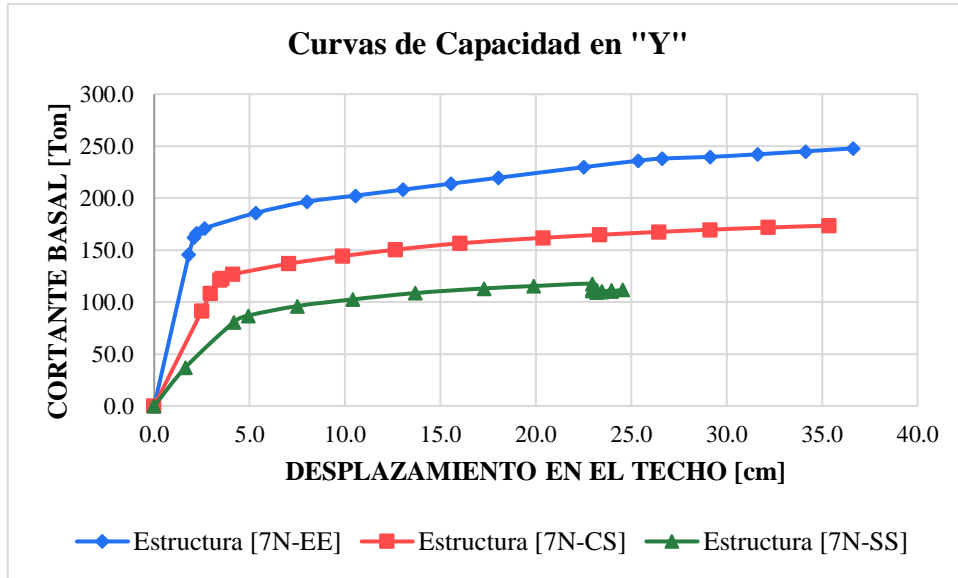


Figura 4.8 Curvas de Desempeño en Y-Y.

Para la dirección en “Y” la Estructura [7N-CS] resiste un corte basal previo al colapso 1.48 veces mayor que la estructura [7N-SS], y la estructura [7N-EE] 1.43 veces mayor a la Estructura [7N-CS] como se muestra en la Figura 4.9.

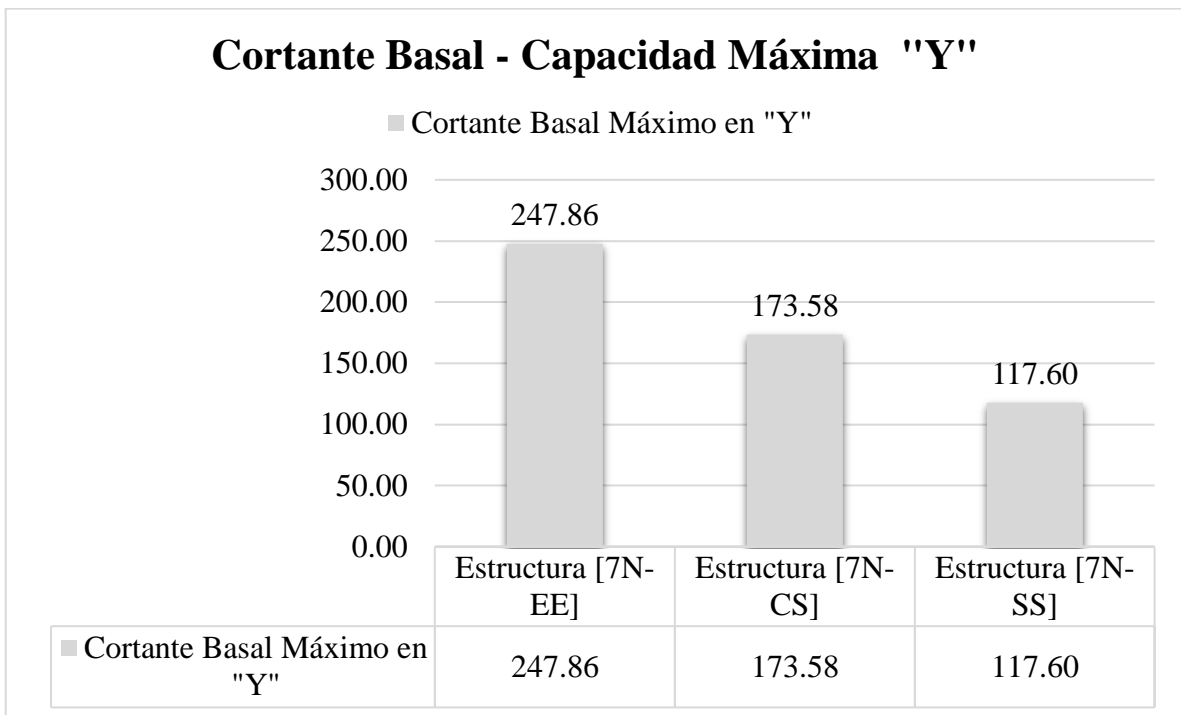


Figura 4.9 Cortante Basal – Capacidad Máxima en “Y”.

#### 4.4 Representación Bilineal

Para determinar la representación bilineal de la curva de capacidad se ha encontrado el punto de fluencia efectiva  $[D_y, F_y]$  y el punto de resistencia última  $[D_u, F_u]$ .

El punto de resistencia última se considera cuando el análisis alcance el desplazamiento límite del sistema. El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de áreas iguales, el cual se describió en la sección 1.9, los puntos de la curva de capacidad bilineal se resumen en la tabla 4.1 y 4.2.

Análisis en "X"				
MODELO	Fy	Dy	Fu	Du
	[Ton]	[cm]	[Ton]	[cm]
7N-EE	228.58	2.92	314.61	37.06
7N-CS	162.22	4.45	201.31	38.81
7N-SS	63.33	3.96	95.18	21.96

Tabla 4.1 Resumen de Propiedades Bilineales por Estructura en "X".

Análisis en "Y"				
MODELO	Fy	Dy	Fu	Du
	[Ton]	[cm]	[Ton]	[cm]
7N-EE	190.40	2.38	247.86	36.63
7N-CS	140.71	3.84	173.58	35.37
7N-SS	94.62	4.61	117.60	22.95

Tabla 4.2 Resumen de Propiedades Bilineales por Estructura en "Y".

#### 4.5 Puntos de Desempeño en la Dirección X-X

Se determinaron los umbrales en cada curva de capacidad en función a los criterios de desplazamiento para la sectorización de la curva de desempeño y los puntos de desempeño por el método de los coeficientes para cada nivel de amenaza.

En la Figura 4.10 podemos observar que para un Sismo en Servicio, las Estructuras [7N-EE] y [7N-CS] quedan por debajo del límite de la Inmediata Ocupación 1-B. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos.

La estructura [7N-SS] queda prácticamente al límite de Próximo al Colapso 5-E, en el cual el margen de seguridad está al límite y existe una alta probabilidad de colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas, además no está garantizada la seguridad de los ocupantes y hay mucha probabilidad de que sea necesario desalojar o demoler la estructura luego de ocurrir el sismo.

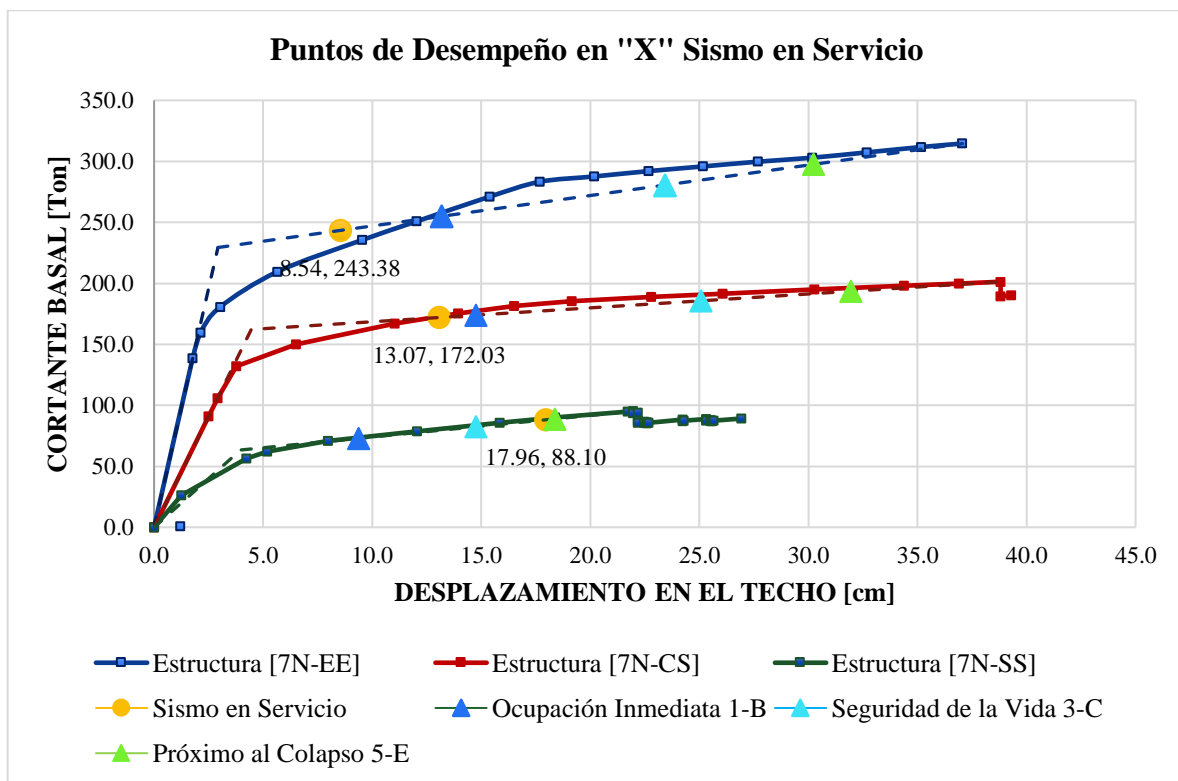


Figura 4.10 Puntos de desempeño para un Sismo en Servicio en "X".

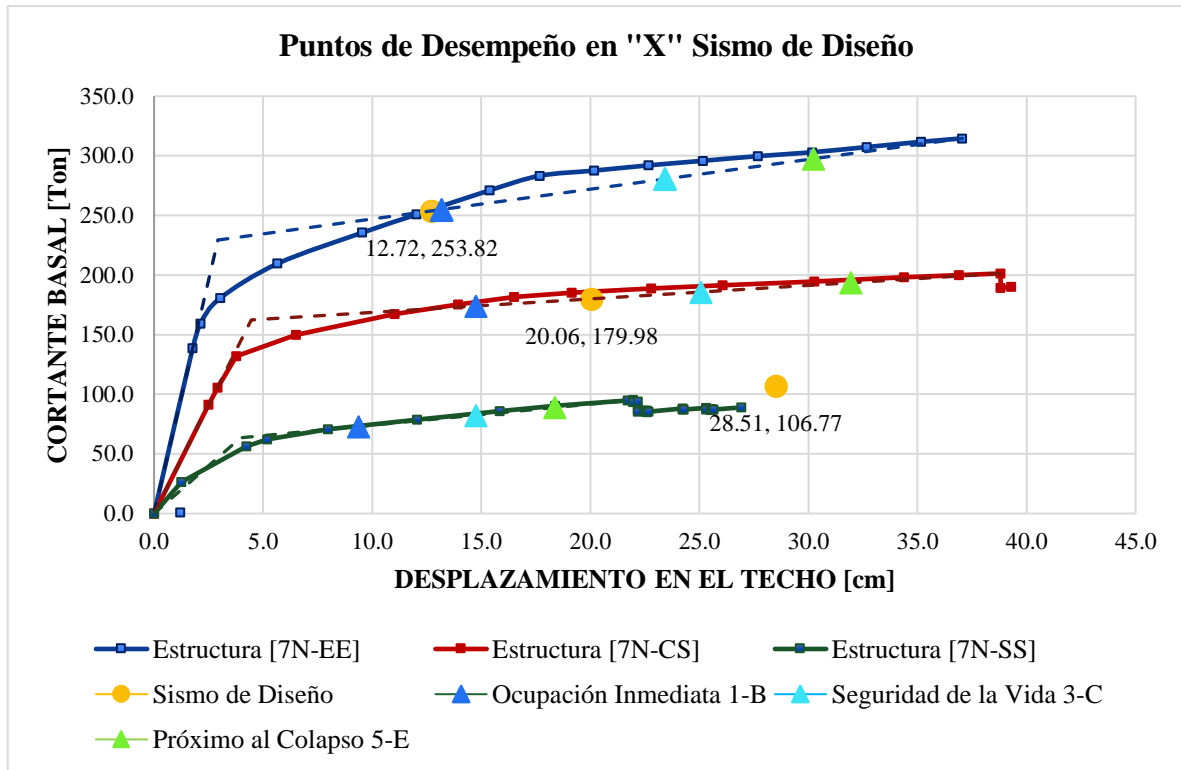


Figura 4.11 Puntos de desempeño para un Sismo de Diseño en "X".

En la Figura 4.11 podemos observar que para un Sismo de Diseño, la Estructura [7N-EE] queda por debajo del límite de Inmediata Ocupación 1-B, Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, la Estructura [7N-CS] queda por debajo del límite de Seguridad De La Vida 3-C, la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula y se presentan daños en elementos estructurales y no estructurales y la estructura [7N-SS] supera el límite del colapso inminente.

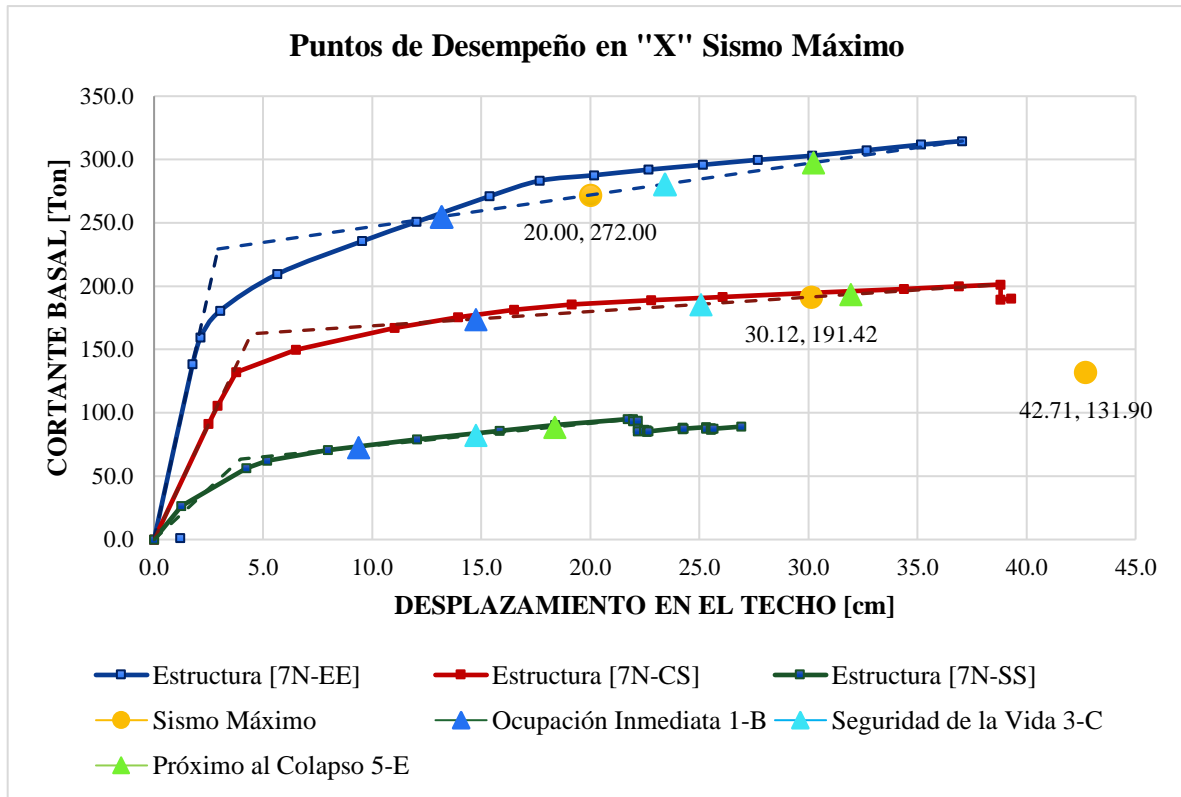


Figura 4.12 Puntos de desempeño para un Sismo de Máximo en “X”.

En la Figura 4.12, Para un sismo máximo, la Estructura [7N-EE] queda por debajo del límite de Seguridad De La Vida 3-C, la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula aunque si se pueden presentar daños en elementos estructurales y no estructurales, sin embargo la Estructura [7N-CS] queda por debajo del límite de Próximo al Colapso 5-E, en el cual no está garantizada la seguridad de los ocupantes y hay un alta probabilidad de que sea necesario desalojar o demoler la estructura después de que ocurra el sismo.

#### 4.6 Puntos de Desempeño en la Dirección Y-Y

En la Figura 4.13 podemos observar que para un Sismo en Servicio, las Estructuras [7N-EE] y [7N-CS] quedan por debajo del límite de la Inmediata Ocupación 1-B. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos.

La estructura [7N-SS] queda prácticamente al límite de Seguridad De La Vida 3-C, la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula aunque si se pueden presentar daños en elementos estructurales y no estructurales.

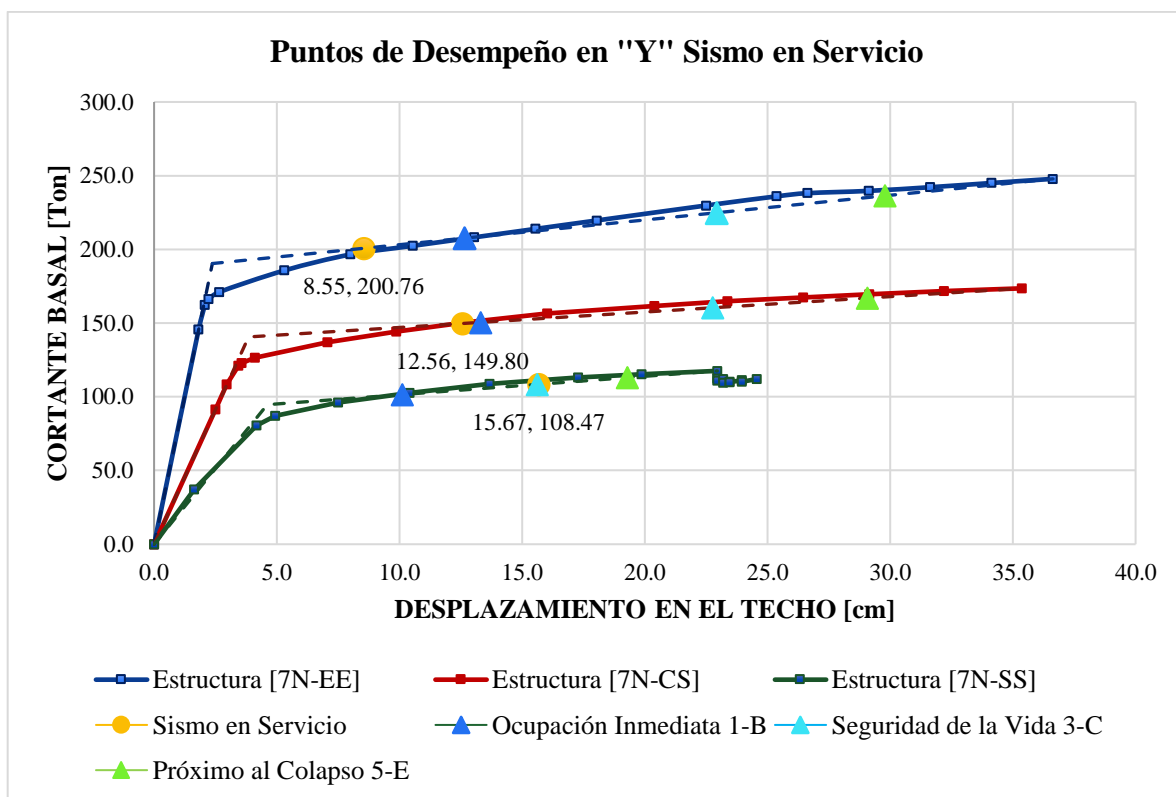
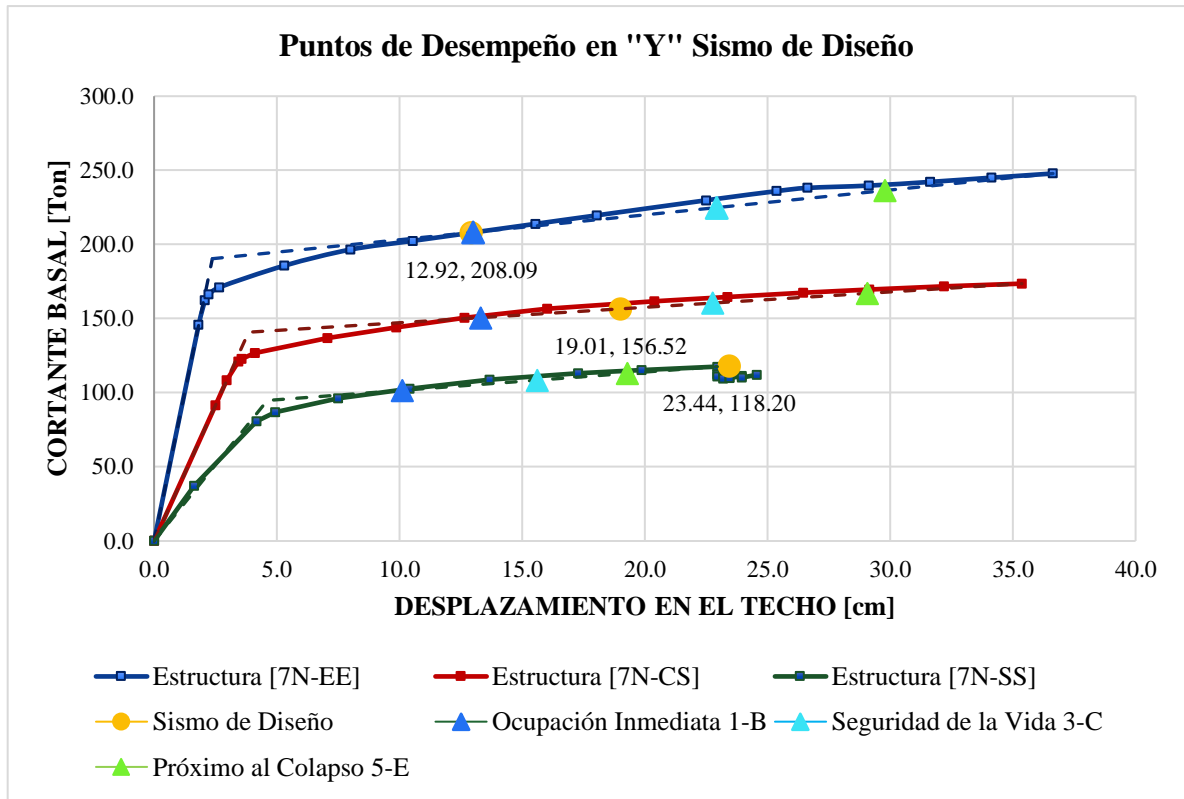


Figura 4.13 Puntos de desempeño para un Sismo en Servicio en "Y".

En la Figura 4.14 podemos observar que para un Sismo de Diseño, la Estructura [7N-EE] queda por debajo del límite de Inmediata Ocupación 1-B, Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, la Estructura [7N-CS] queda por debajo del límite de Seguridad De La Vida 3-C, la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula y se presentan daños en sus elementos estructurales y no estructurales, por último la estructura [7N-SS] supera el límite del colapso.



*Figura 4.14 Puntos de desempeño para un Sismo de Diseño en "Y".*

En la Figura 4.15, Para un sismo máximo la Estructura [7N-EE] queda por debajo del límite de Seguridad De La Vida 3-C, la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula aunque si se pueden presentar daños en elementos estructurales y no estructurales, sin embargo la Estructura [7N-CS] queda por debajo del límite de Próximo al Colapso 5-E, en el cual no está garantizada la seguridad de los ocupantes y hay mucha probabilidad de que sea necesario desalojar o demoler la estructura después de que ocurra el sismo, por último la estructura [7N-SS] supera por mucho el límite del colapso.

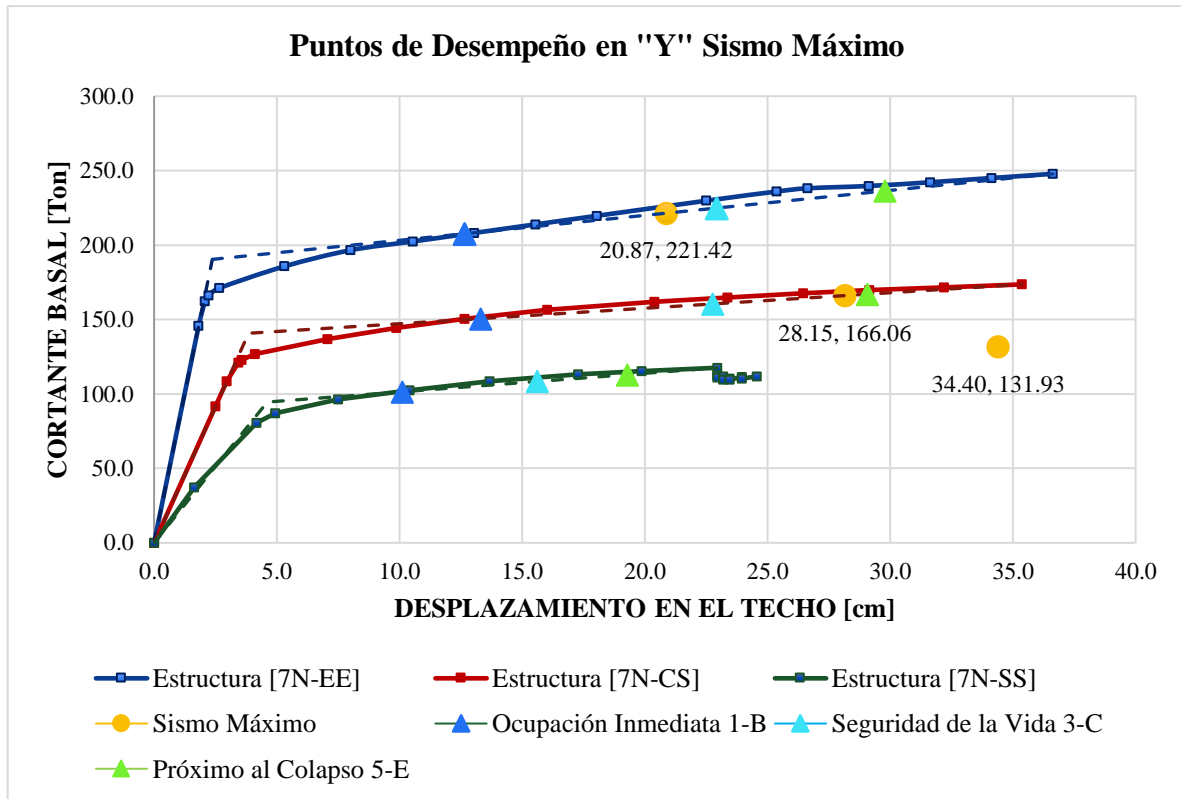


Figura 4.15 Puntos de desempeño para un Sismo de Máximo en "Y".

Nivel de Desempeño	7N-EE		7N-CS		7N-SS	
	D [cm]	V [Ton]	D [cm]	V [Ton]	D [cm]	V [Ton]
Operacional	2.92	228.58	4.45	162.22	3.96	63.33
Ocupación Inmediata	13.16	254.39	14.76	173.95	9.36	72.88
Seguridad de la Vida	23.40	280.20	25.07	185.68	14.76	82.44
Próximo al Colapso	30.23	297.40	31.94	193.49	18.36	88.81
Colapso	37.06	314.61	38.81	201.31	21.96	95.18

Tabla 4.3 Umbrales de Desempeño para la Curva Sectorizada en "X".

Nivel de Desempeño	7N-EE		7N-CS		7N-SS	
	D [cm]	V [Ton]	D [cm]	V [Ton]	D [cm]	V [Ton]
Operacional	2.38	190.40	3.84	140.71	4.61	94.62
Ocupación Inmediata	13.00	208.21	13.30	150.57	10.11	101.51
Seguridad de la Vida	22.93	224.88	22.76	160.43	15.62	108.40
Próximo al Colapso	29.78	236.37	29.06	167.01	19.28	113.00
Colapso	36.63	247.86	35.37	173.58	22.95	117.60

Tabla 4.4 Umbrales de Desempeño para la Curva Sectorizada en "Y".

#### 4.7 Desplazamientos en X-X Según la Demanda Sísmica

Los movimientos sísmicos acontecidos, han dejado evidencia que existe una clara relación entre los desplazamientos laterales y el nivel de daño estructural y no estructural de una edificación. Por esta razón los códigos sísmicos han limitado los valores máximos de la deriva de entrepiso cuando sucede un sismo.

Para evaluar los límites de desempeño por desplazamiento de cada alternativa estructural, se calcularon las derivas inelásticas y totales para cada nivel de amenaza. Se Observa una diferencia marcada en el desplazamiento de la estructura [7N-EE] que es mucho menor comparado con [7N-CS] y [7N-SS].

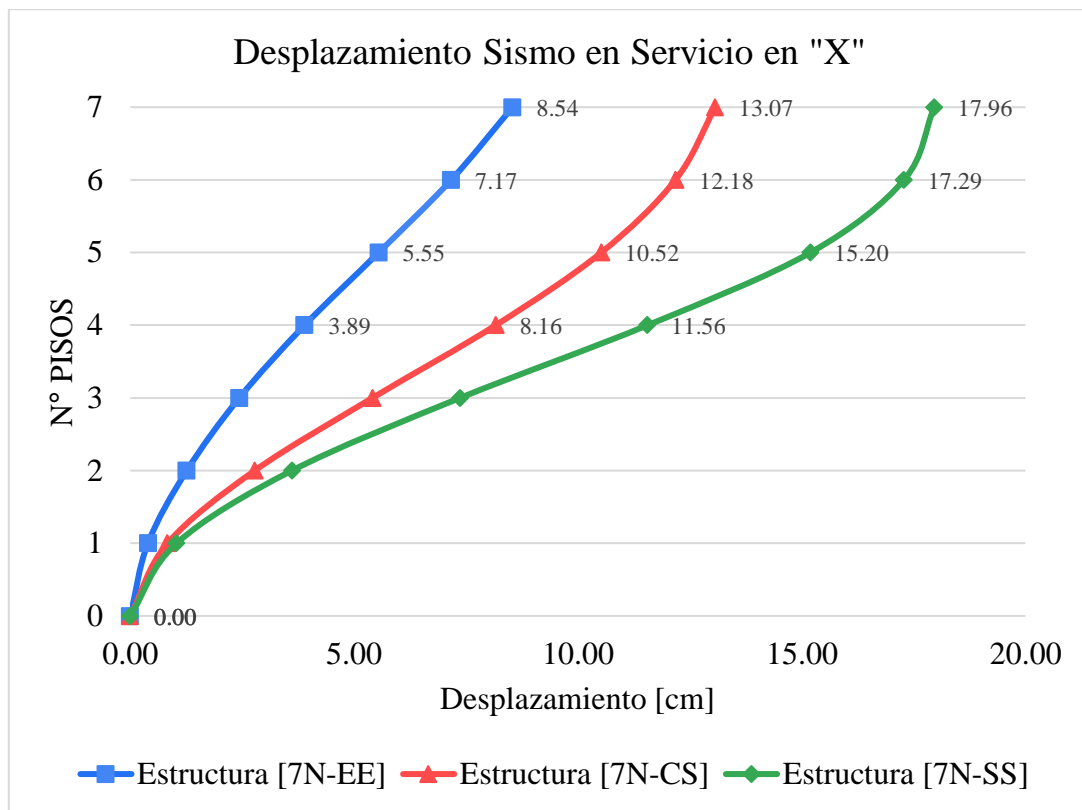


Figura 4.16 Desplazamientos en X-X para un Sismo en Servicio.

La estructura [7N-SS] no aparece en los gráficos de desplazamiento en “X” para el Sismo de Diseño y Máximo, debido a que se espera el colapso de la misma para ambos niveles de amenaza.

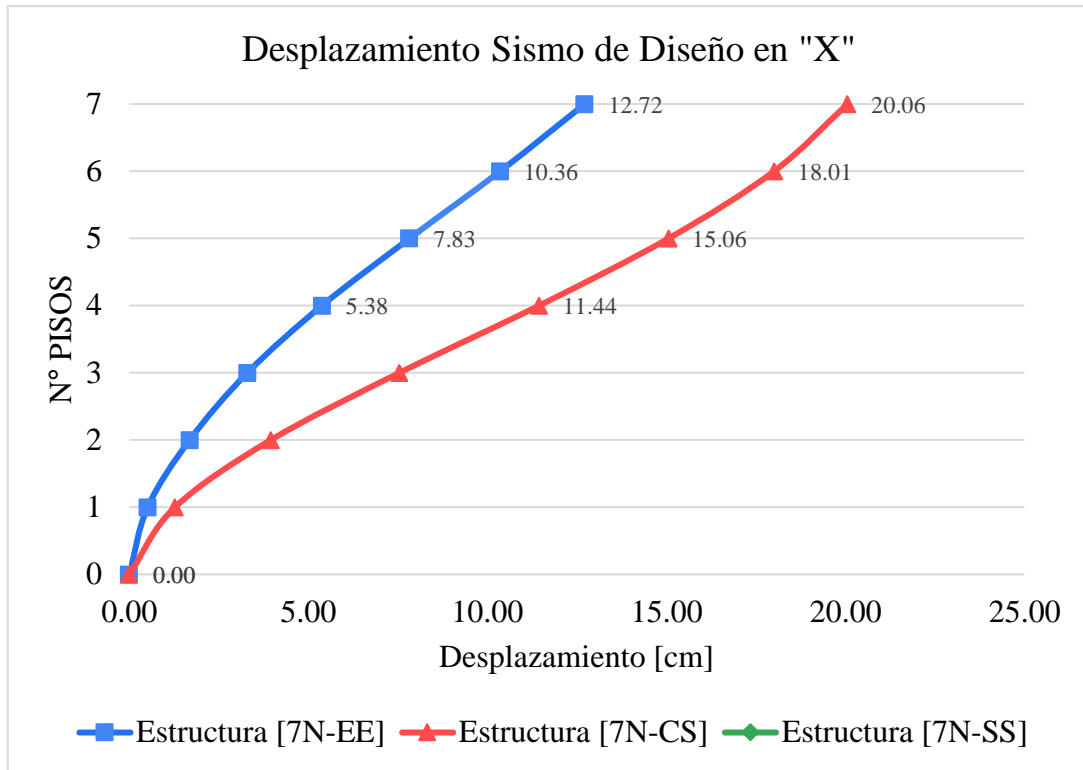


Figura 4.17 Desplazamientos en X-X para un Sismo de Diseño.

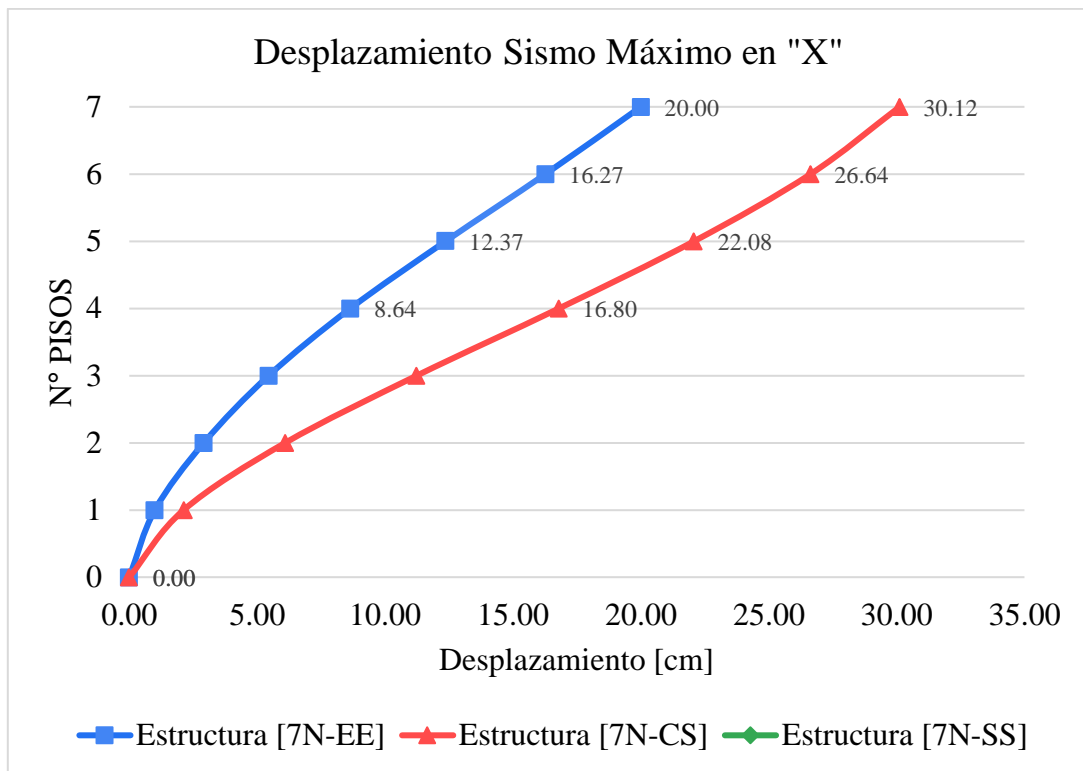


Figura 4.18 Desplazamientos en X-X para un Sismo Máximo.

#### 4.8 Desplazamientos en Y-Y Según la Demanda Sísmica

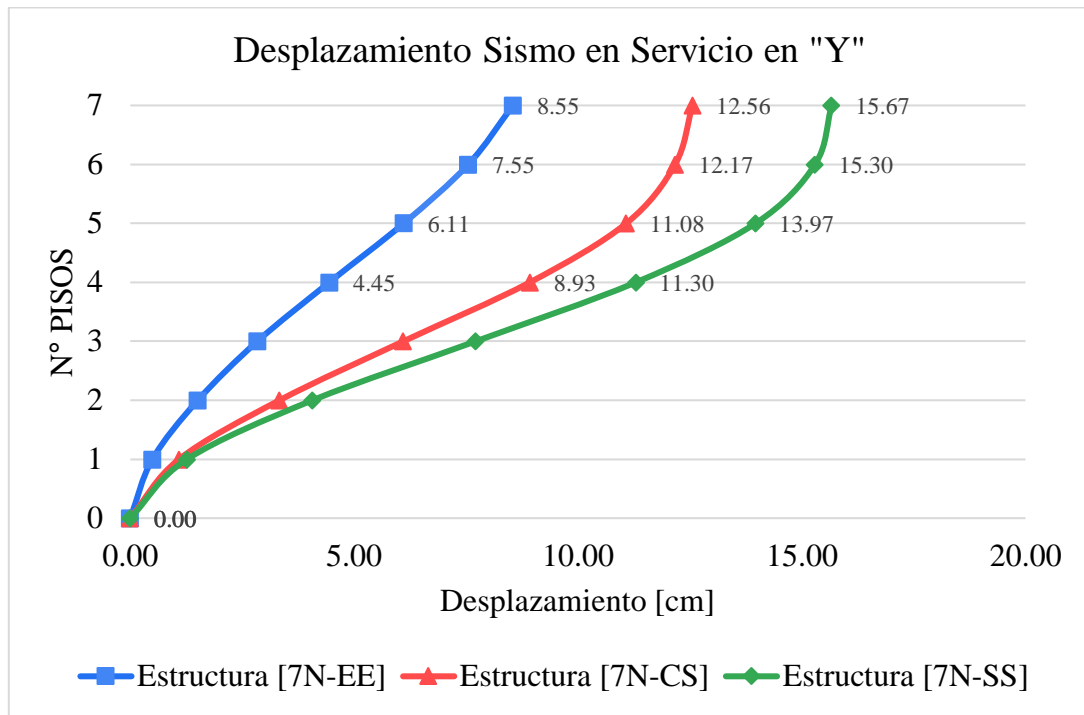


Figura 4.19 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo en Servicio.

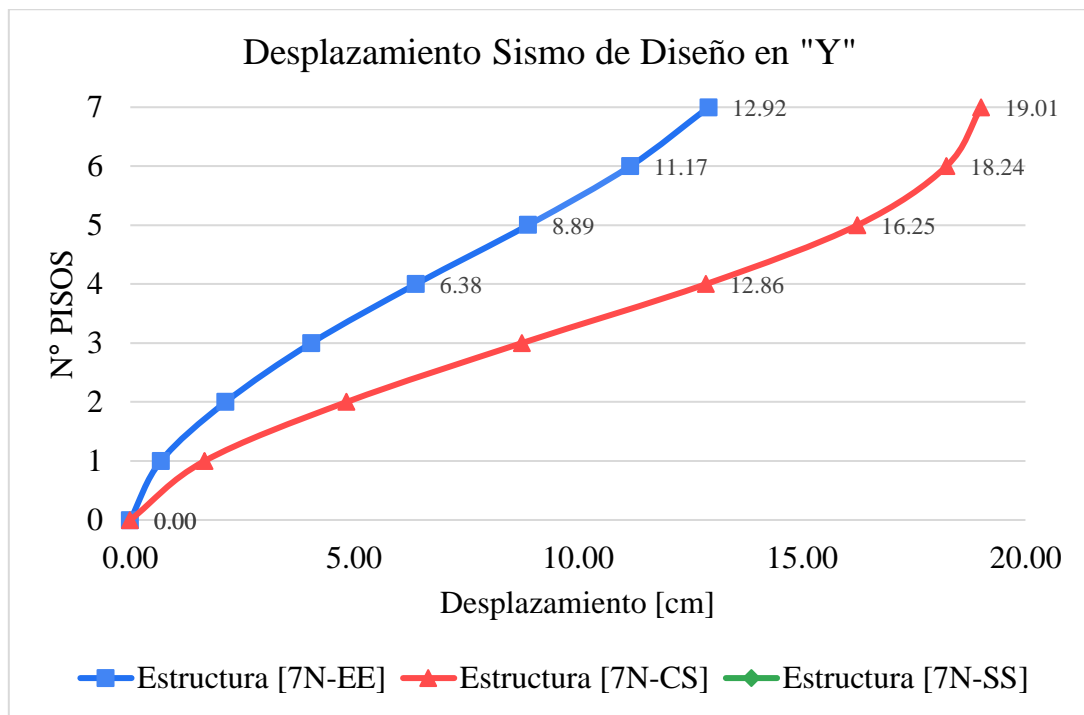


Figura 4.20 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo de Diseño.

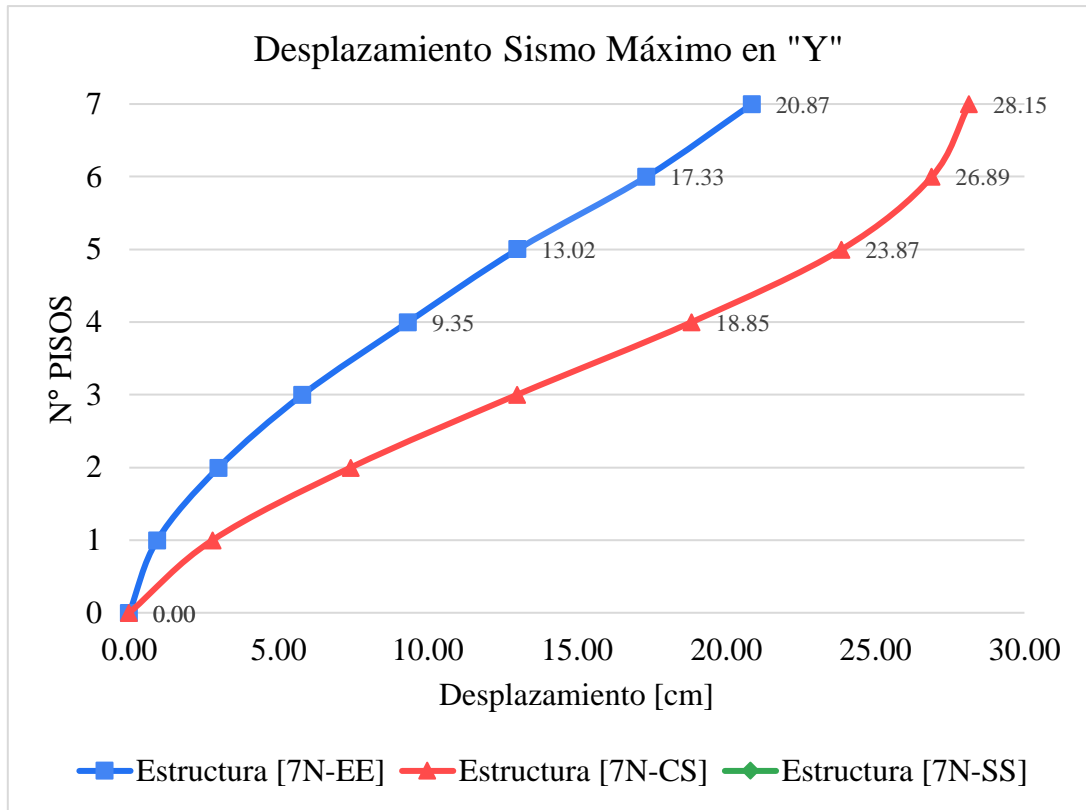


Figura 4.21 Desplazamientos en Y-Y para un Sismo Máximo.

La estructura [7N-SS] no aparece en los gráficos de desplazamiento en “Y” para el Sismo de Diseño y Máximo, debido a que se espera el colapso de la misma para ambos niveles de amenaza.

Luego de calcular los desplazamientos de cada estructura, se debe verificar que las derivas estén en los límites establecidos de la Tabla 4.5

Deriva de Entrepiso Límite	Nivel de Desempeño			
	Inmediata Ocupación	Control de Daño	Seguridad de la Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 V/P
Deriva Inelástica Máxima	0.005	0.005-0.015	Sin Límite	Sin Límite

Tabla 4.5 Límites Máximos de deformación. ATC-40, 1996.

El desplazamiento de la Estructura Esencial [7N-EE] es menor para cualquier nivel de amenaza en comparación con las otras dos estructuras, la deriva máxima Total e Inelástica debe cumplir con el límite de Seguridad de la Vida para el Sismo Máximo y el Límite de la Inmediata Ocupación para el Sismo de Diseño.

Para la Estructura [7N-CS], la deriva máxima Total e Inelástica debe cumplir con el límite de Seguridad de la Vida para el Sismo de Diseño y el Límite de la Inmediata Ocupación para el Sismo en Servicio como una Estructura Básica.

Sismo Máximo - Estructura 7N-EE [X-X]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	20.00	cm
Desplazamiento Elástico =	2.93	cm
Desplazamiento Inelástico =	17.07	cm
$\Delta$ Total =	0.010	$\leq$ 0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.008	$\leq$ Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida		
<b>Estructura Esencial</b>		

Sismo Máximo - Estructura 7N-EE [Y-Y]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	20.87	cm
Desplazamiento Elástico =	2.38	cm
Desplazamiento Inelástico =	18.49	cm
$\Delta$ Total =	0.010	$\leq$ 0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.009	$\leq$ Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida		
<b>Estructura Esencial</b>		

*Tabla 4.6 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-EE] Para el Sismo Máximo.*

Sismo Diseño - Estructura 7N-EE [X-X]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	12.72	cm
Desplazamiento Elástico =	2.93	cm
Desplazamiento Inelástico =	9.79	cm
$\Delta$ Total =	0.006	$\leq$ 0.010
$\Delta$ Inelástica =	0.005	$\leq$ 0.005
Nivel Desempeño: Inmediata Ocupación		
<b>Estructura Esencial</b>		

Sismo Diseño - Estructura 7N-EE [Y-Y]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	12.92	cm
Desplazamiento Elástico =	2.38	cm
Desplazamiento Inelástico =	10.54	cm
$\Delta$ Total =	0.006	$\leq$ 0.010
$\Delta$ Inelástica =	0.005	$\leq$ 0.005
Nivel Desempeño: Inmediata Ocupación		
<b>Estructura Esencial</b>		

*Tabla 4.7 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-EE] Para el Sismo de Diseño.*

Sismo Diseño - Estructura 7N-CS [X-X]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	20.06	cm
Desplazamiento Elástico =	4.45	cm
Desplazamiento Inelástico =	15.61	cm
$\Delta$ Total =	0.010	$\leq$ 0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.007	$\leq$ Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida		
<b>Estructura Básica</b>		

Sismo Diseño - Estructura 7N-CS [Y-Y]		
Altura Total del Edificio =	2100	cm
Desplazamiento Total =	19.01	cm
Desplazamiento Elástico =	3.84	cm
Desplazamiento Inelástico =	15.17	cm
$\Delta$ Total =	0.009	$\leq$ 0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.007	$\leq$ Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida		
<b>Estructura Básica</b>		

*Tabla 4.8 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-CS] Para el Sismo de Diseño.*

Sismo Servicio - Estructura 7N-CS [X-X]			
Altura Total del Edificio =	2100	cm	
Desplazamiento Total =	13.07	cm	
Desplazamiento Elástico =	4.45	cm	
Desplazamiento Inelástico =	8.62	cm	
$\Delta$ Total =	0.006	$\leq$	0.010
$\Delta$ Inelástica =	0.004	$\leq$	0.005
Nivel Desempeño: Inmediata Ocupación			
<b>Estructura Básica</b>			

Sismo Servicio - Estructura 7N-CS [Y-Y]			
Altura Total del Edificio =	2100	cm	
Desplazamiento Total =	12.56	cm	
Desplazamiento Elástico =	3.84	cm	
Desplazamiento Inelástico =	8.72	cm	
$\Delta$ Total =	0.006	$\leq$	0.010
$\Delta$ Inelástica =	0.004	$\leq$	0.005
Nivel Desempeño: Inmediata Ocupación			
<b>Estructura Básica</b>			

Tabla 4.9 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-CS] Para el Sismo en Servicio.

Para la Estructura [7N-SS] no fue diseñada para una acción sísmica, por tanto, el desempeño esperado es muy bajo. Como se verificó anteriormente, la estructura colapsa para un sismo Máximo o de Diseño y para un Sismo en Servicio tiene el Nivel de Seguridad de la Vida que es considerado como un Desempeño Inadecuado.

Sismo Servicio - Estructura 7N-SS [X-X]			
Altura Total del Edificio =	2100	cm	
Desplazamiento Total =	17.96	cm	
Desplazamiento Elástico =	3.96	cm	
Desplazamiento Inelástico =	14.00	cm	
$\Delta$ Total =	0.009	$\leq$	0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.007	$\leq$	Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida			
<b>Desempeño Inadecuado</b>			

Sismo Servicio - Estructura 7N-SS [Y-Y]			
Altura Total del Edificio =	2100	cm	
Desplazamiento Total =	15.67	cm	
Desplazamiento Elástico =	4.61	cm	
Desplazamiento Inelástico =	11.06	cm	
$\Delta$ Total =	0.007	$\leq$	0.020
$\Delta$ Inelástica =	0.005	$\leq$	Sin Límite
Nivel Desempeño: Seguridad de la Vida			
<b>Desempeño Inadecuado</b>			

Tabla 4.10 Deriva Total e Inelástica de la Estructura [7N-SS] Para el Sismo en Servicio.

Objetivos de Desempeño		Niveles de Desempeño			
		1-A Operacional	1-B Ocupación Inmediata	3-C Seguridad de la Vida	5-E Próximo al Colapso
Niveles de Amenaza Sísmica	Frecuente				
	Servicio				
	Diseño				
	Máximo				

	Estructura Esencial
	Estructura Básica
	Desempeño Inadecuado

Tabla 4.11 Objetivos de desempeño. SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

#### 4.9 Cortante Basal Según la Demanda Sísmica

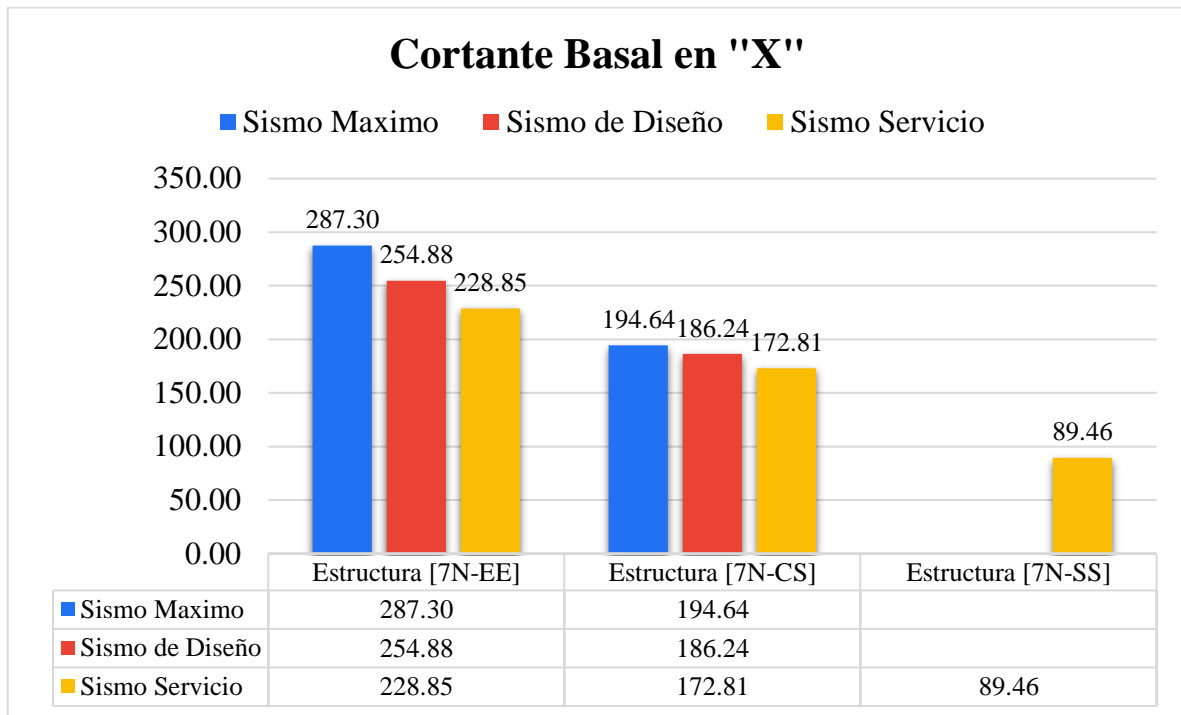


Figura 4.22 Cortante Basal en X-X Para Todos los Niveles de Amenaza.

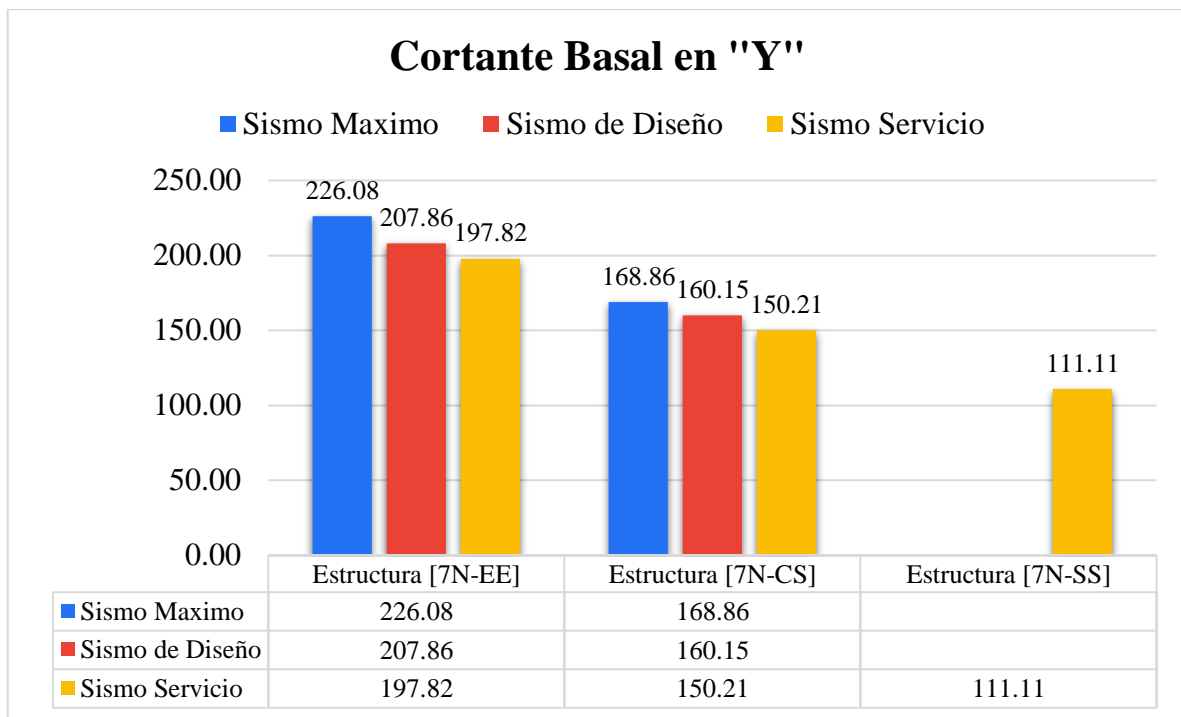
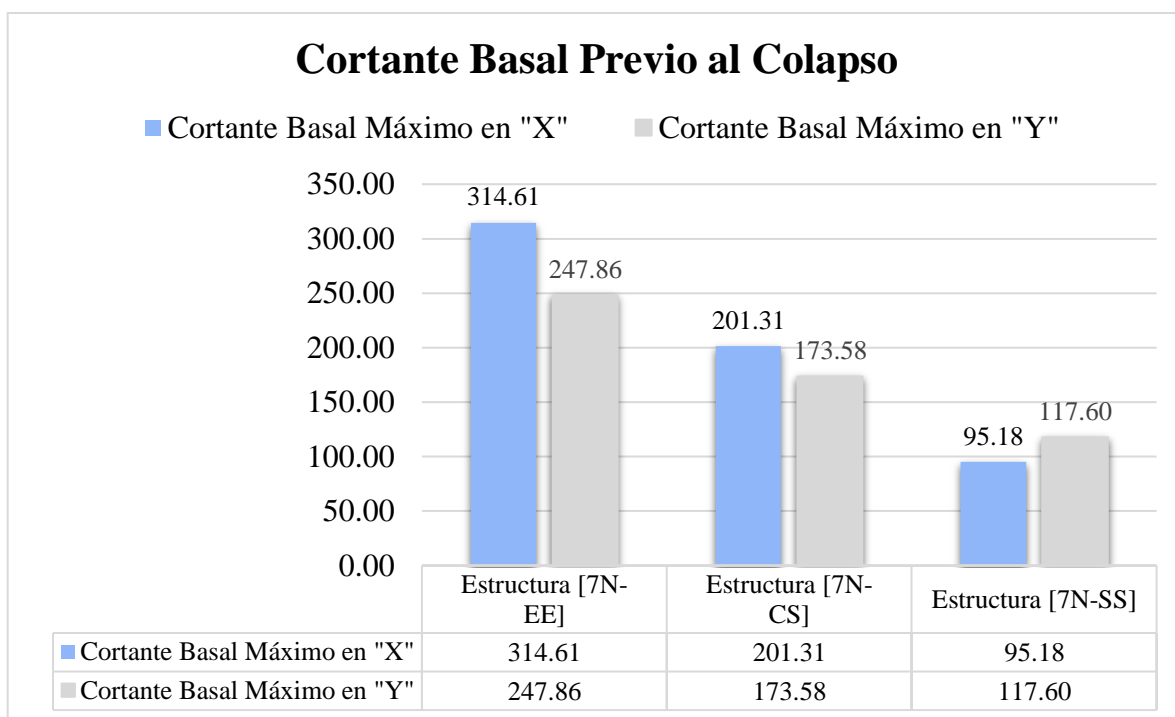


Figura 4.23 Cortante Basal en Y-Y Para Todos los Niveles de Amenaza.

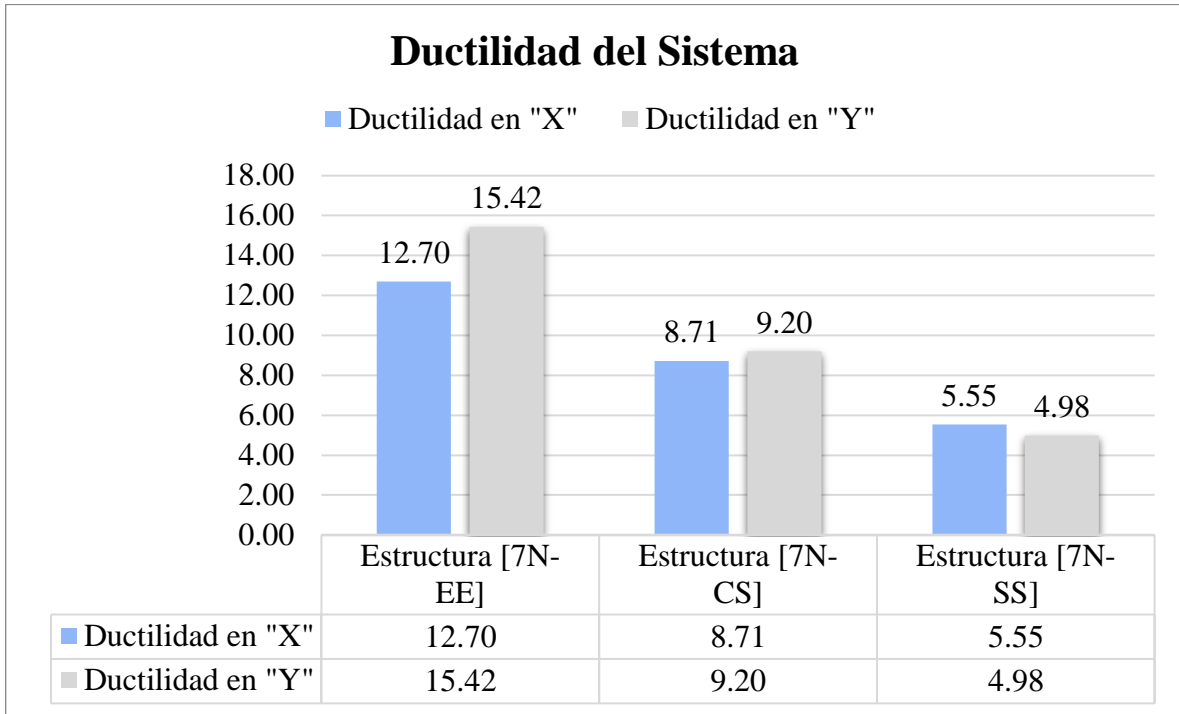
La demanda de corte basal V se incrementa dependiendo de las características del sismo utilizado y de la estructura analizada. Las Figuras 4.22 y 4.23 muestran el resumen del Cortante Basal para cada estructura de acuerdo al nivel de amenaza y la dirección de análisis.

El corte basal previo al colapso muestra la capacidad última por cortante, a partir de este valor se espera que la estructura colapse. La estructura Esencial [7N-EE] es sin duda la que más esfuerzo cortante resiste, seguida de la Estructura [7N-CS] que fue diseñada con la GBDS-2020, por último, la estructura [7N-SS] es la menos resistente.



*Figura 4.24 Cortante Basal Previo al Colapso Para Cada Estructura.*

#### 4.10 Ductilidad por Desplazamiento de los Sistemas



*Figura 4.25 Ductilidad del Sistema en Ambas Direcciones Para Cada Estructura.*

La ductilidad por Desplazamiento del Sistema se calcula dividiendo el Desplazamiento Total con el Desplazamiento Elástico obtenido de la representación bilineal de la curva de capacidad. Este valor representa la capacidad de un sistema de incursionar en el rango no lineal y es un valor intrínseco de cada estructura que depende de la ductilidad, resistencia y redundancia. (Aguilar, 2000)

Los códigos de diseño asumen un valor constante de acuerdo al sistema estructural empleado, lo cual no es real y como puede verse en la Figura 4.25 es un valor variable. La Estructura Esencial [7N-EE] es el más dúctil de todos, seguido por la Estructura [7N-CS] y la Estructura [7N-SS].

## CONCLUSIONES

---

En este trabajo se utilizó el análisis estático no lineal “Pushover” para estudiar el desempeño y factor económico de tres alternativas de estructura de hormigón armado aporticado para un edificio multifamiliar de 7 niveles. Se demostró las ventajas en el desempeño de una Estructura Esencial [7N-EE] frente a una Estructura diseñada con la GBDS-2020 y las consecuencias en el desempeño estructural cuando no se considera acciones sísmicas en una estructura [7N-SS]. Los resultados obtenidos de este estudio, nos permiten dar a conocer las siguientes conclusiones:

Cuando ocurra un Sismo Máximo, la Estructura [7N-EE] tiene un desempeño de Seguridad de la Vida, se espera daños limitados que pueden ser reparados, la vida de los ocupantes no está en peligro. La estructura [7N-CS] tiene un desempeño Próximo al Colapso, hay una probabilidad muy alta de colapso por réplicas sísmicas, por tanto, es necesario evacuar el edificio y muy probable tener que demolerlo más adelante, la vida de los ocupantes no está en peligro. La estructura [7N-SS] colapsa bajo este Nivel de Amenaza.

Cuando ocurra un Sismo de Diseño, la Estructura [7N-EE] tiene un desempeño de Inmediata Ocupación, se espera que sus espacios y sistemas estructurales puedan seguir siendo utilizados después del sismo con normalidad. La estructura [7N-CS] tiene un desempeño de Seguridad de la Vida, se espera daños limitados que pueden ser reparados, la vida de los ocupantes no está en peligro. La estructura [7N-SS] colapsa bajo este Nivel de Amenaza.

Cuando ocurra un Sismo en Servicio, la Estructura [7N-EE] y [7N-CS] tienen un desempeño de Inmediata Ocupación, se espera que sus espacios y sistemas estructurales puedan seguir siendo utilizados después del sismo con normalidad. La estructura [7N-SS] tiene un desempeño Próximo al Colapso, hay una probabilidad muy alta de colapso por réplicas sísmicas, por tanto, es necesario evacuar el edificio y muy probable tener que demolerlo más adelante.

La Estructura [7N-SS] ha sido diseñada sin acciones sísmicas ni comprobaciones de desplazamiento lateral, como resultado tiene un desempeño Inadecuado, el comportamiento esperado bajo una eventualidad sísmica de diseño o máxima es el colapso total de la estructura, el futuro propietario puede optar por una Estructura Sismoresistente de acuerdo a la GBDS-2020 [7N-CS] aumentando un 34.91% al presupuesto.

La Estructura [7N-CS] ha sido diseñada con la GBDS-2020 y tiene un desempeño como Estructura Básica, el comportamiento esperado bajo una eventualidad sísmica máxima no necesariamente tiene que ser aceptable para el futuro propietario que puede optar por una Estructura Especial [7N-EE] aumentando un 47.93% al presupuesto.

Finalmente, de acuerdo a los resultados obtenidos, presentar alternativas estructurales a un propietario y hacerle conocer el desempeño y la incidencia económica de cada una de ellas se espera que vaya a tomar la mejor decisión.

## RECOMENDACIONES

---

Es necesario reconocer que los resultados obtenidos son particulares para la estructura del edificio multifamiliar estudiado y es insuficiente para realizar una conclusión definitiva de la incidencia económica de cada alternativa estructural presentada. Así también el uso de un solo tipo de análisis no lineal que no considera efectos dinámicos y un solo método para encontrar el desplazamiento objetivo. Además, cada proyecto es diferente por tener una estructuración variable y distintas amenazas sísmicas propias de la región de estudio, por lo tanto, se sugiere los siguientes puntos a tomar en cuenta en nuevos trabajos de investigación:

- Realizar un estudio complementario en el caso de estructuras irregulares, para lo cual existen métodos de análisis no lineales como el Pushover Multimodal o adaptativo.
- Hacer uso de diferentes sistemas estructurales, como ser el sistema de muros de corte o sistemas duales que combinan los muros de corte con pórticos de concreto armado.
- Implementar sistemas disipación o aislación sísmica, con el cual la estructura pueda llegar a tener un nivel de desempeño Operacional, que es el máximo nivel que puede tener una estructura.
- Evaluar una variedad de edificios que cumplan una función distinta al edificio de departamentos, como ser los edificios comerciales, de oficinas, hospitales, etc. Que pueden requerir un nivel de desempeño como Estructura Esencial y no interrumpir las actividades comerciales después de un sismo.
- Tomar en cuenta otros niveles de amenaza de acuerdo a la región de interés o emplazamiento del proyecto, como también otra clasificación del terreno.
- Evaluar otros métodos para encontrar el desplazamiento objetivo, de acuerdo a las ventajas y desventajas que se adapten mejor de acuerdo al tipo de proyecto.

### **Futura Investigación**

El diseño por desempeño sísmico, es un campo dentro de la ingeniería estructural de mucho interés y gran expansión, que ha ido tomando mucha fuerza a raíz de que se ha detectado deficiencias e incertidumbres en los códigos tradicionales de diseño de sismoresistente, especialmente cuando una estructura es sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad.

Por lo cual es necesario realizar futuras investigaciones para mejorar el desempeño de las estructuras que son diseñadas con los métodos tradicionales sísmicos, analizando paralelamente los costos y tiempo de construcción versus el beneficio de la mejora en el desempeño estructural.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

Ottazzi, G., (2015). “Apuntes del Curso de Concreto Armado”. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.

Paulay, T. and Priestley, M. (1992). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”.

Krawinkler, H. and Miranda, E. (2004). Performance-Based Earthquake Engineering. *Earthquake Engineering*.

Bozzo, L. and Barbat, A. (2015). “Diseño Sísmico de Edificios de Hormigón Armado”. *Monografías de Ingeniería Sísmica*.

Mohod, M. (2015). “Pushover Analysis of Structures with Plan Irregularity”. *Journal of Mechanical and Civil Engineering*. 12(4), pp. 46-55.

Chaparro, A., Suárez, A., Benjumea, J. and Villalba, J. (2021). “Desempeño Sísmico y Cantidades de Obra de Edificaciones Aporticadas de Concreto Reforzado Diseñadas para Diferentes Capacidades de Disipación de Energía”. *Revista EIA*. 18(35), pp. 1-16.

Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), pp. 573-592.

Krawinkler, H. and Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), pp. 452-464.

Bonett Díaz, R (2203). “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza sísmica alta y moderada”. Doctorado. Universidad Politécnica de Cataluña.

Chopra, A. and Goel, R. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamic*, 31(3), pp. 561-582.

FEMA 356, (2000) “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings” en *American Society of Civil Engineers, Reston Virginia*. Año 2000.

FEMA 440, (2005) “Prestandard Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures” en *Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.* Año 2005.

ATC-40, (1996) “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” en *Applied Technology Council, California*. Año 1996. Vol. 1 y 2.

R. Aguiar, (2003), “Análisis Sísmico por Desempeño” *Universidad de Fuerza Armadas ESPE*.

R. Aguiar, (2008), “Análisis Sísmico de Edificios” *Centro de Investigaciones Científicas Escuela Superior Politécnica del Ejercito*.

R. Aguiar, (2012). “Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB”. *Centro de Investigaciones Científicas Escuela Superior Politécnica del Ejercito*.

R. Aguiar, (2014), “Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB” *Universidad de Fuerza Armadas ESPE*.

Grandi R., Helguero M., Fernández G., et al. (2020), “Guía Boliviana de Diseño Sísmico” en *Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda*.

Pietra, D. (2008). *Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings*. Master. ROSE SCHOOL European for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk.

SEAOC Performance based seismic engineering of buildings Vision 2000 Committee. (1995). 1st ed. Sacramento, Calif.: Structural Engineering Association of California.

H.J. Jiang, X.L. Lu, X.J. Liu and Ls. He (2014), “Performance-Based Seismic Design Principles and Structural Analysis f Shangai Tower”, Journal of Advances in Engineering, Vol. 17, No. 4, pp. 513-527.

F. Morante, N. Montalvan, L. Bravo and P. Carrión (2023), “Bibliometric Analysis of Earthquake Research in America: A Comparative Study Using Web of Science and Scopus Databases”, International Journal of Safety and Security Engineering.

---

## ACCIONES, DETALLE DE REFUERZO Y PRECIOS UNITARIOS DE LAS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES

### A.1 Descripción General

Se realizaron los análisis preliminares para cada alternativa estructural de concreto armado, con el siguiente detalle:

La primera alternativa estructural [7N-SS], ha sido diseñada solamente para cargas gravitacionales, sin sismo ni comprobaciones de deriva de entrepiso.

La segunda alternativa estructural [7N-CS], se ha diseñado para cargas gravitacionales y sísmicas de acuerdo a la GBDS-2020.

La tercera alternativa estructural [7N-EE], se ha diseñado para un objetivo de desempeño como Estructura Esencial, los criterios de aceptación del nivel de desempeño han sido tomados de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el Comité SEAOC Vision 2000 y el FEMA 440.

### A.2 Acciones Adoptadas en el Cálculo

Para el correspondiente análisis estructural y posterior diseño se han tomado en cuenta las siguientes acciones.

### A.2.1 Cargas Muertas [D]

- Peso Propio del Sistema de Pórticos de Concreto Armado

El peso propio de los pórticos estructurales de concreto armado es calculado de forma automática por el programa, para esto el programa toma en cuenta las dimensiones de los elementos y el peso específico definido de los materiales en este caso para el Concreto Armado 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

- Carga Permanente a considerar en la Estructura

Carpeta de nivelación de Concreto Simple

Espesor = 4 cm

Peso específico = 2000 Kg/m<sup>3</sup>

Peso por metro cuadrado =  $2000 \times 0.04 = 80 \text{ Kg/m}^2$

Revoque de Yeso

Espesor = 2 cm

Peso específico = 1250 Kg/m<sup>3</sup>

Peso por metro cuadrado =  $1250 \times 0.02 = 25 \text{ Kg/m}^2$

Piso Cerámico

25 Kg/m<sup>2</sup>

Carpeta de nivelación	80 Kg/m <sup>2</sup>
Revoque con Yeso	25 Kg/m <sup>2</sup>
<u>Piso Cerámico</u>	<u>25 Kg/m<sup>2</sup></u>
Total	130 Kg/m <sup>2</sup>

- Peso Propio de la Losa Reticular H=25cm

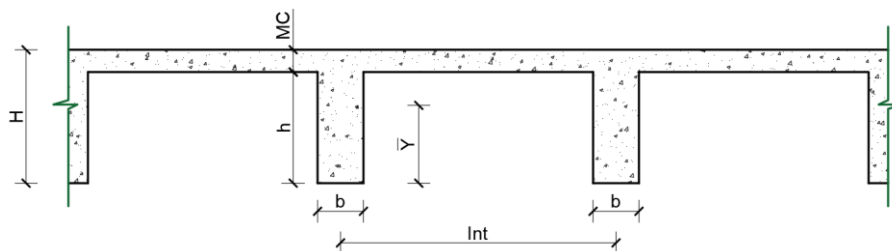


Figura A.1 Detalle Sección Transversal Losa Reticular H=25cm.

H = 25 cm, b = 10 cm, Int = 60 cm, h = 20 cm.

Peso Losa Reticular H25cm = 277.8 Kg/m<sup>2</sup>

- Carga Permanente a considerar por la Tabiquería

Se considera por m<sup>2</sup> como una carga uniformemente distribuida en la losa de acuerdo a la longitud del muro de la distribución arquitectónica, este será producto del peso de los muros de ladrillo de 6 huecos asumiendo un peso de 200 kg/m<sup>2</sup> multiplicado por la altura de entrepiso.

Carga Permanente Tabiquería = 225.0 Kg/m<sup>2</sup>

### A.2.2 Carga Viva [L]

En este grupo de acciones se incluyen las cargas por uso, las cuales se suponen distribuidas uniformemente sobre los elementos estructurales que las soportan.

Vivienda - Departamentos                      200 Kg/m<sup>2</sup>

### A.2.3 Cargas Sísmicas [E]

A continuación, se muestra los parámetros de acuerdo al procedimiento de la GBDS-2020 para la elaboración del espectro del sismo Máximo, de Diseño y en Servicio y queda definido de la siguiente manera:

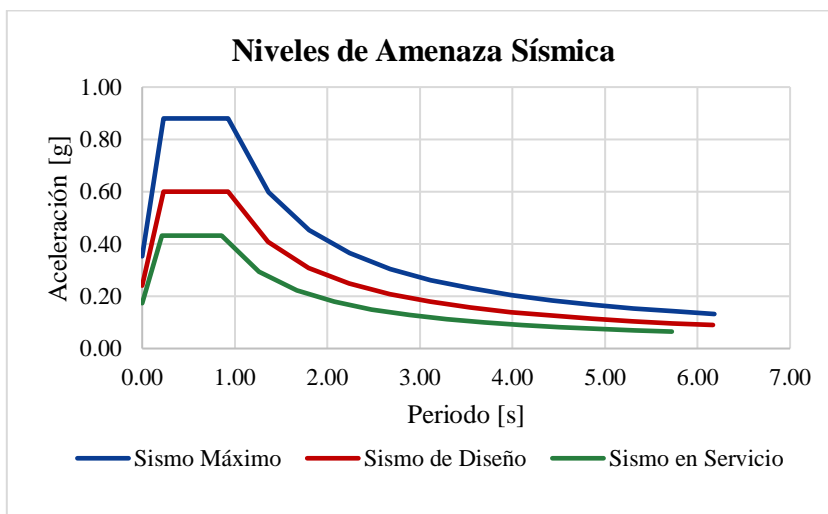


Figura A.2 Niveles de Amenaza Sísmica Considerados en el Estudio.

Parámetro	Máximo	Diseño	Servicio
Factor de Importancia ( $I_e$ )	Tipo II	Tipo II	Tipo II
Clasificación de suelos de cimentación	Suelo S3	Suelo S3	Suelo S3
Aceleración del suelo	$S_o = 0.32$	$S_o = 0.20$	$S_o = 0.12$
Coefficiente de sitio de periodo corto	$F_a = 1.10$	$F_a = 1.20$	$F_a = 1.44$
Coefficiente de sitio de periodo largo	$F_v = 1.70$	$F_v = 1.85$	$F_v = 2.06$
Periodo inicial	$T_0 = 0.23$	$T_0 = 0.23$	$T_0 = 0.21$
Periodo corto	$T_S = 0.93$	$T_S = 0.93$	$T_S = 0.86$
Periodo largo	$T_L = 6.18$	$T_L = 6.17$	$T_L = 5.72$

Tabla A.1 Parámetros para la Elaboración de los Niveles de Amenaza según GBDS-2020.

### A.3 Primera Alternativa Estructural [7N-SS]

#### A.3.1 Detalle de Refuerzo Estructura [7N-SS]

El análisis estructural se realizó a través de un modelo tridimensional utilizándose para este efecto el programa de cálculo estructural SAP 2000 V14.2.4 donde se introducen las propiedades de materiales, secciones, formas geométricas, combinaciones, etc. Para obtener una estimación precisa de su comportamiento estructural.

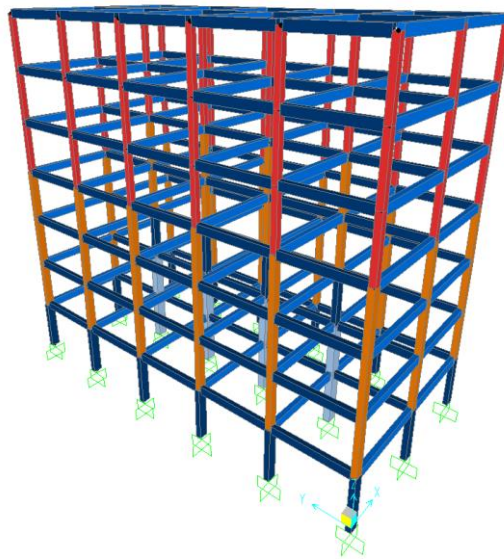
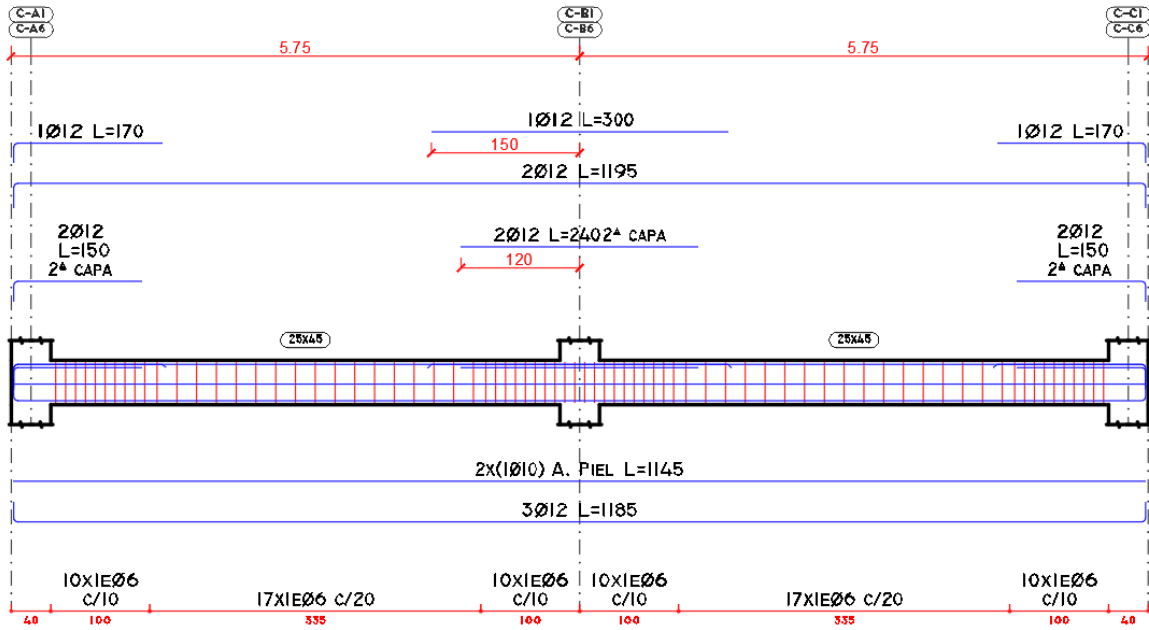


Figura A.3 Vista 3D Modelo Estructural SAP 2000, Estructura [7N-SS].

VIGA 1  
VIGA 6



VIGA 2  
VIGA 3  
VIGA 4  
VIGA 5

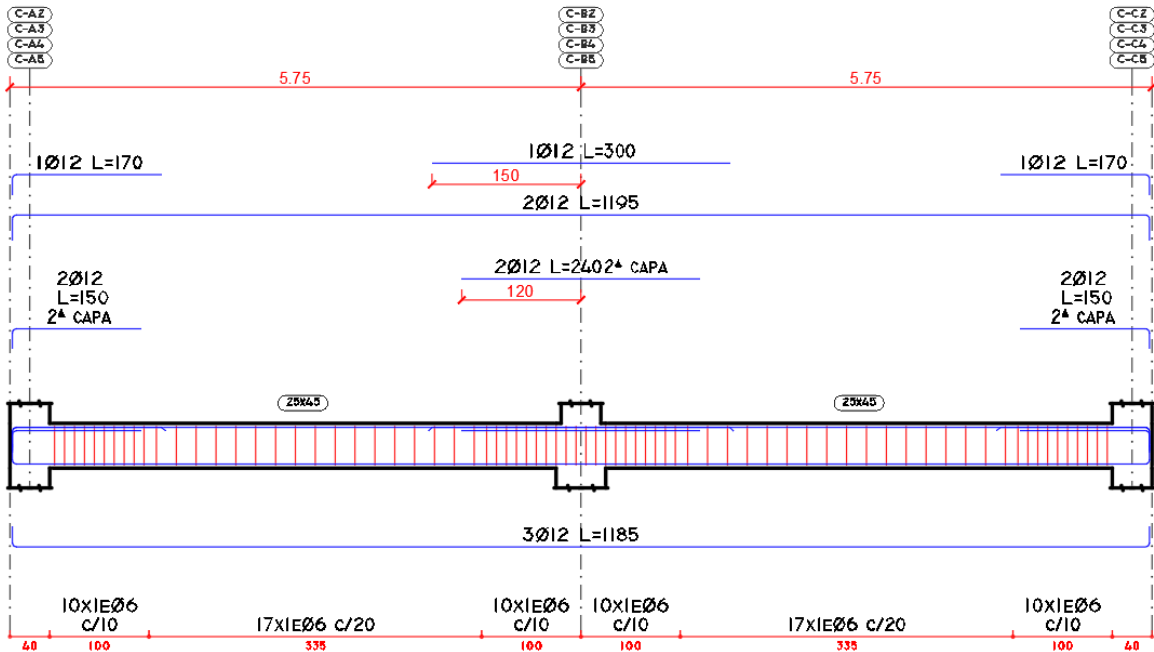


Figura A.4 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Estructura [7N-SS].



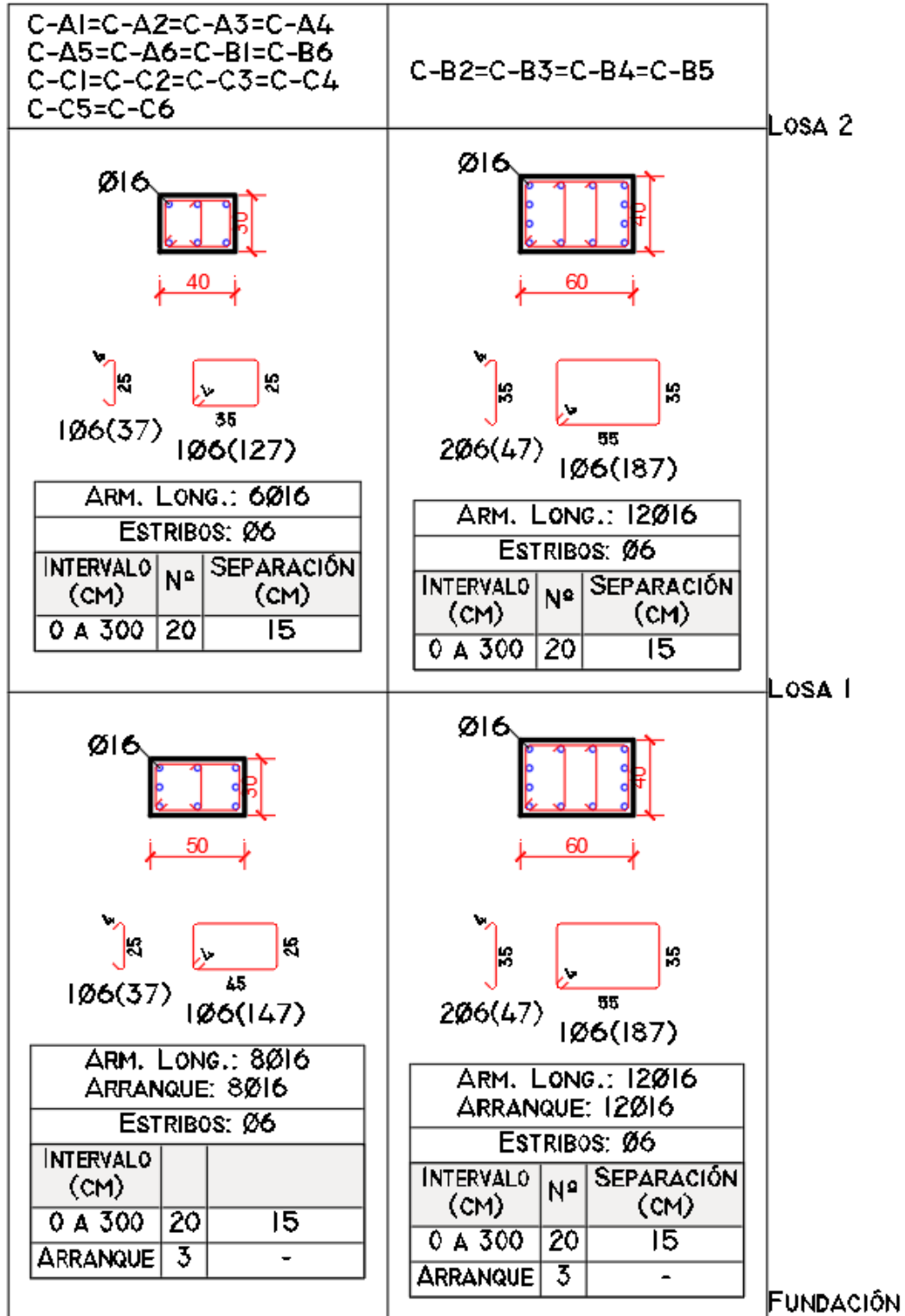


Figura A.6 Detalle de Refuerzo Columnas, de Fundación a Losa 2, Estructura [7N-SS].

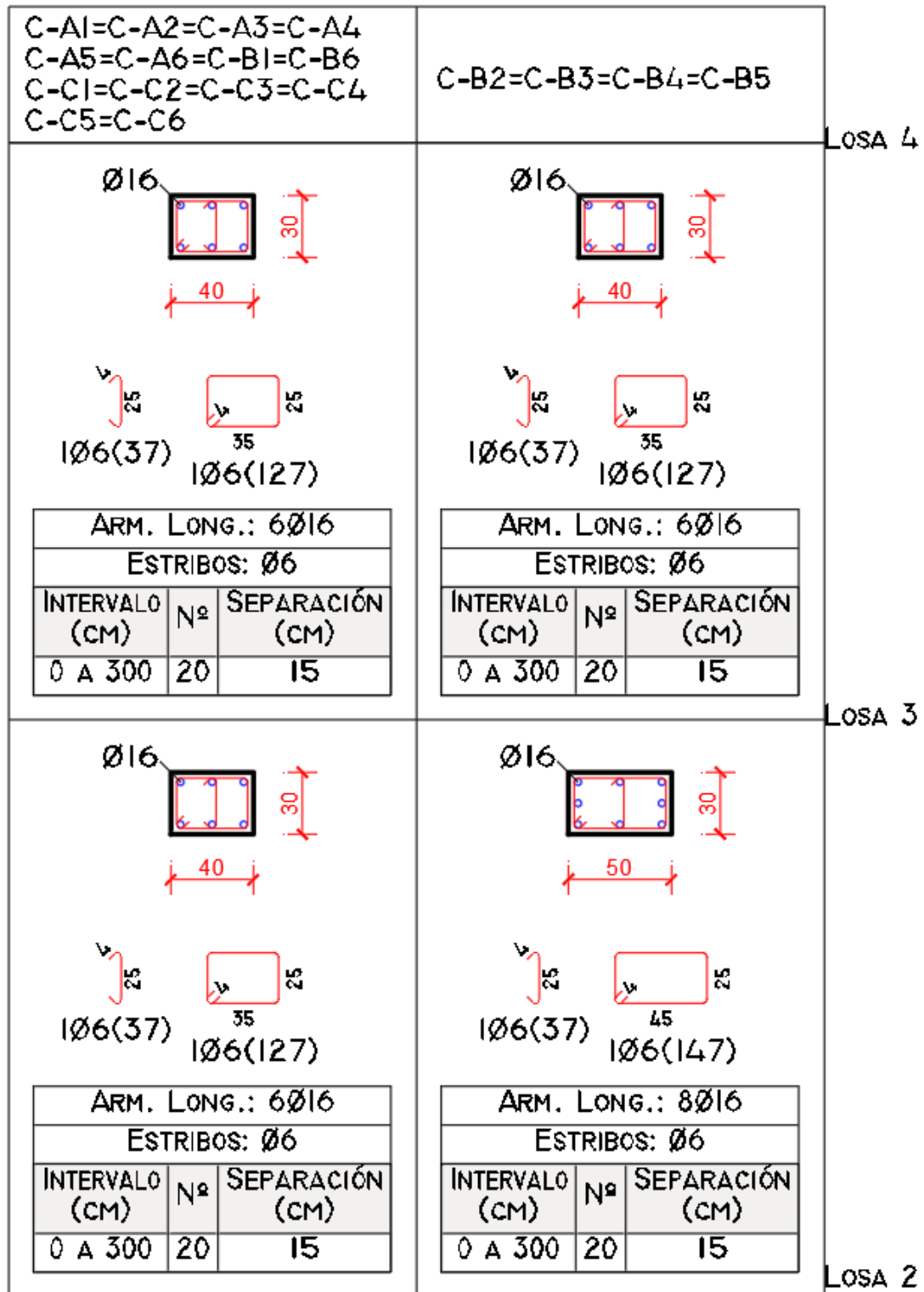


Figura A.7 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 2 a Losa 4, Estructura [7N-SS].

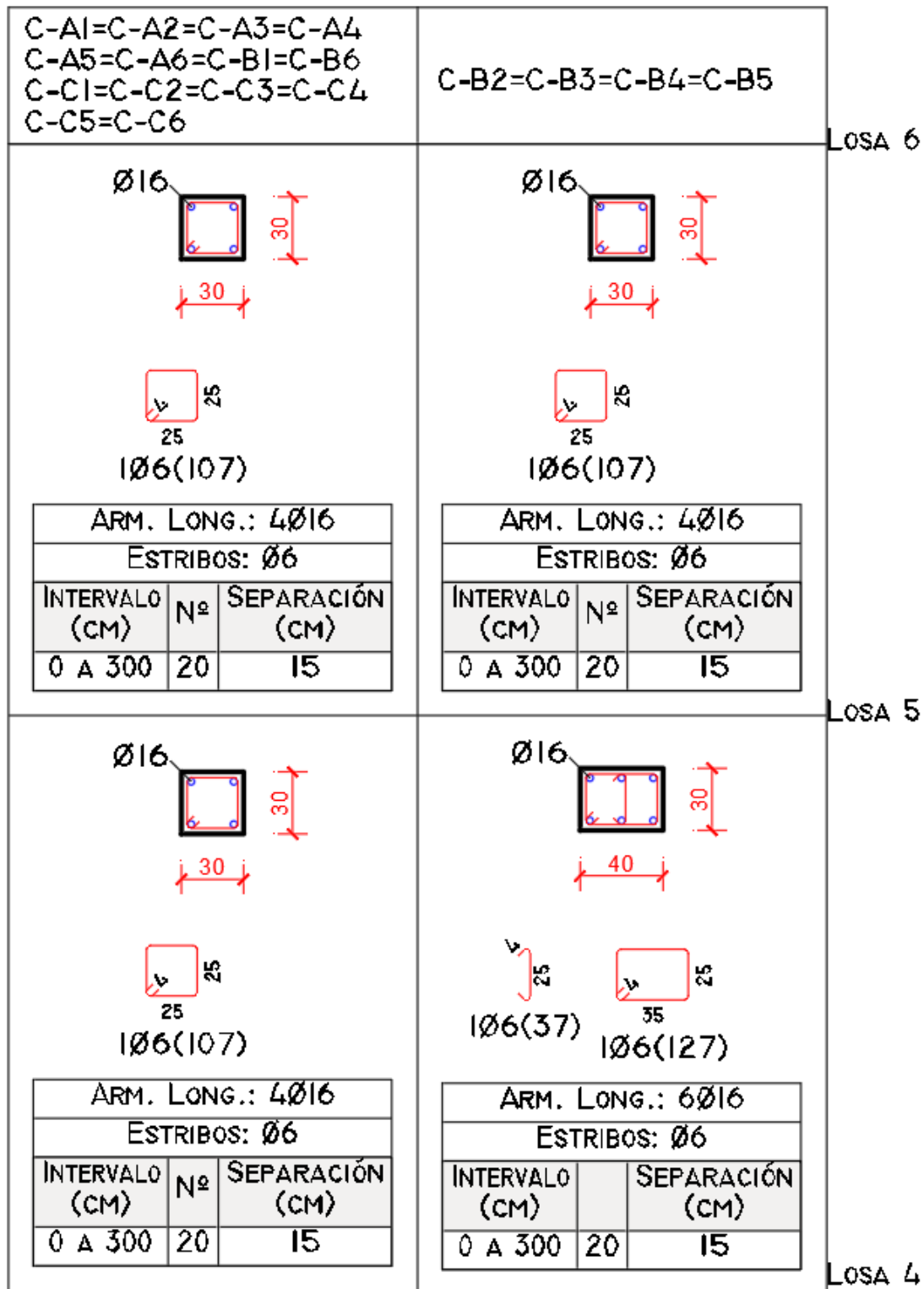


Figura A.8 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 4 a Losa 6, Estructura [7N-SS].

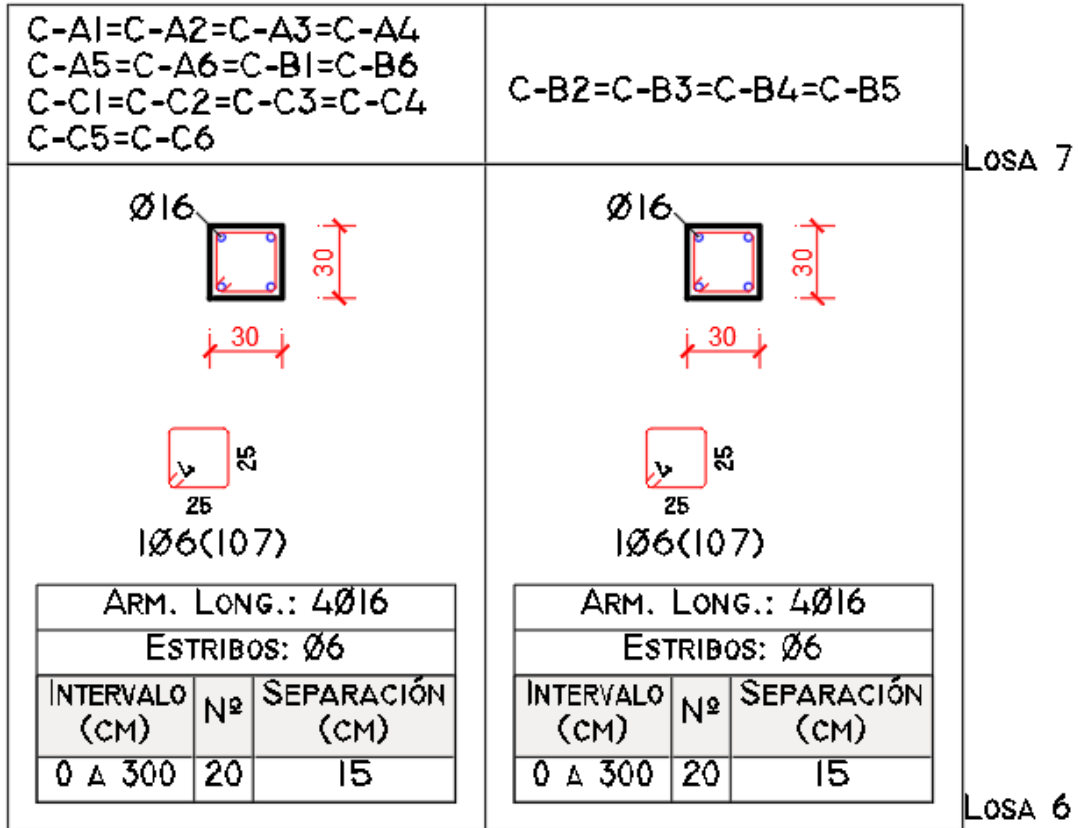


Figura A.9 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 6 a Losa 7, Estructura [7N-SS].

### A.3.2 Precios Unitarios Estructura [7N-SS]

Item: Vigas de h <sup>2</sup> a <sup>2</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>	
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96	
N	P	Und	Parcial
°	.	.	(Bs)
	Insumo/Parámetro		
<b>A MATERIAL</b>			
1	- Cemento portland	kg	329.00
2	- Fierro corrugado	kg	622.44
3	- Arena comun	m <sup>3</sup>	54.34
4	- Grava comun	m <sup>3</sup>	111.09
5	- Madera de construccion	pie <sup>2</sup>	560.00
6	- Clavos	kg	25.00
7	- Alambre de amarre	kg	24.00
D	TOTAL MATERIALES		(A) = 1,725.87
<b>B OBRERO</b>			
1	- Encofrador	hr	369.00
2	- Armador	hr	205.00
3	- Albañil	hr	205.00
4	- Ayudante	hr	300.00
G	TOTAL MANO DE OBRA		(B+E+F) = 1,079.00
<b>C EQUIPO</b>			
1	- Mezcladora	hr	22.00
2	- Vibradora	hr	12.00
H	Herramientas menores	6.00% de	(B) = 64.74
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		(C+H) = 98.74
J	SUB TOTAL		(D+G+I) = 2,903.61
N	PARCIAL		(J+K+L+M) ) = 2,903.61
>	<b>Q TOTAL ITEM</b>		<b>(N+O+P) = 2,903.61</b>
>	<b>PRECIO ADOPTADO:</b>		<b>2,903.61</b>

Tabla A.1 Precio Unitario Vigas de HA, Estructura [7N-SS].

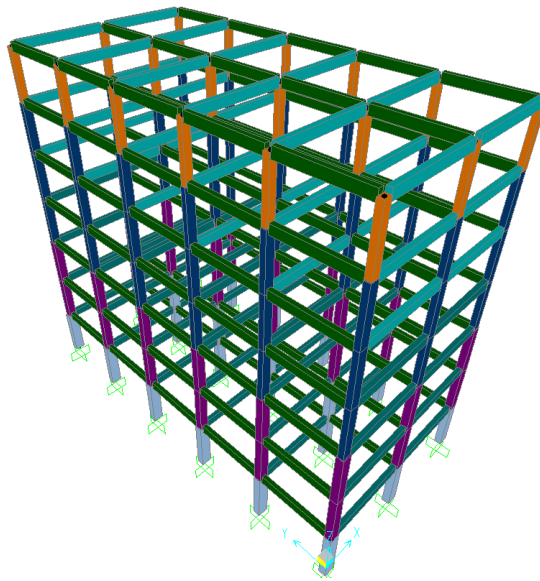
Item: Columnas de h <sup>o</sup> a <sup>o</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>				
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96				
N <sup>o</sup>	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
<b>A MATERIAL</b>						
1	-	Cemento portland	kg	350.00	0.94	329.00
2	-	Fierro corrugado	kg	156.50	7.80	1,220.70
3	-	Arena comun	m <sup>3</sup>	0.45	120.75	54.34
4	-	Grava comun	m <sup>3</sup>	0.92	120.75	111.09
5	-	Madera de construccion	pie <sup>2</sup>	80.00	8.00	640.00
6	-	Clavos	kg	2.00	12.50	25.00
7	-	Alambre de amarre	kg	2.00	12.00	24.00
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	2,404.13
<b>B OBRERO</b>						
1	-	Encofrador	hr	16.00	20.50	328.00
2	-	Armador	hr	10.00	20.50	205.00
3	-	Albañil	hr	10.00	20.50	205.00
4	-	Ayudante	hr	20.00	15.00	300.00
	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	1,038.00
<b>C EQUIPO</b>						
1	-	Mezcladora	hr	1.00	22.00	22.00
2	-	Vibradora	hr	0.80	15.00	12.00
	H	Herramientas menores		6.00% de	(B) =	62.28
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	96.28
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	3,538.41
	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	3,538.41
>	Q	<b>TOTAL ITEM</b>			<b>(N+O+P) =</b>	<b>3,538.41</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>				<b>3,538.41</b>

Tabla A.2 Precio Unitario Columnas de HA, Estructura [7N-SS].

#### **A.4 Segunda Alternativa Estructural [7N-CS]**

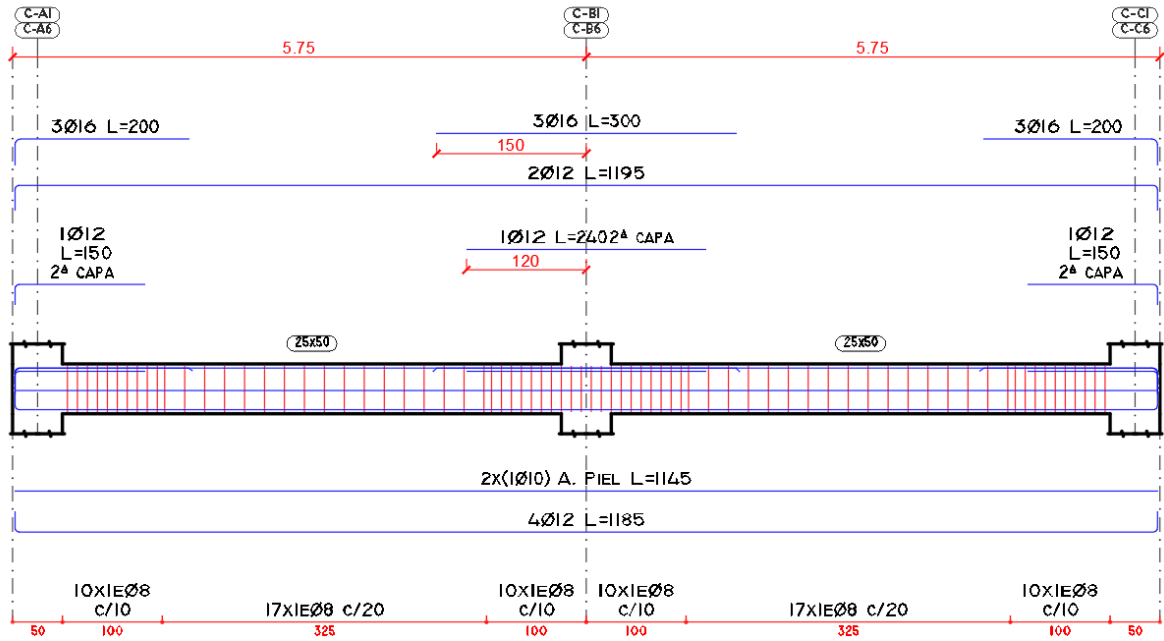
##### **A.4.1 Detalle de Refuerzo Estructura [7N-CS]**

El análisis estructural se realizó a través de un modelo tridimensional utilizándose para este efecto el programa de cálculo estructural SAP 2000 V14.2.4 donde se introducen las propiedades de materiales, secciones, formas geométricas, combinaciones, etc. Para obtener una estimación precisa de su comportamiento estructural.



*Figura A.10 Vista 3D Modelo Estructural SAP 2000, Estructura [7N-CS].*

VIGA 1  
VIGA 6



VIGA 2  
VIGA 3  
VIGA 4  
VIGA 5

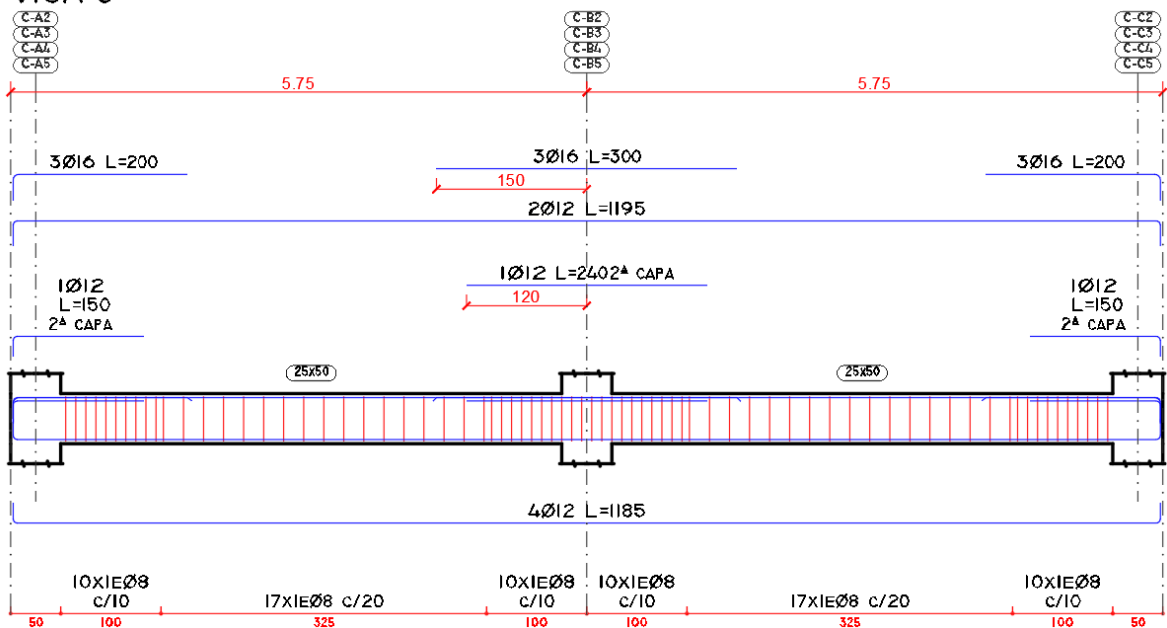
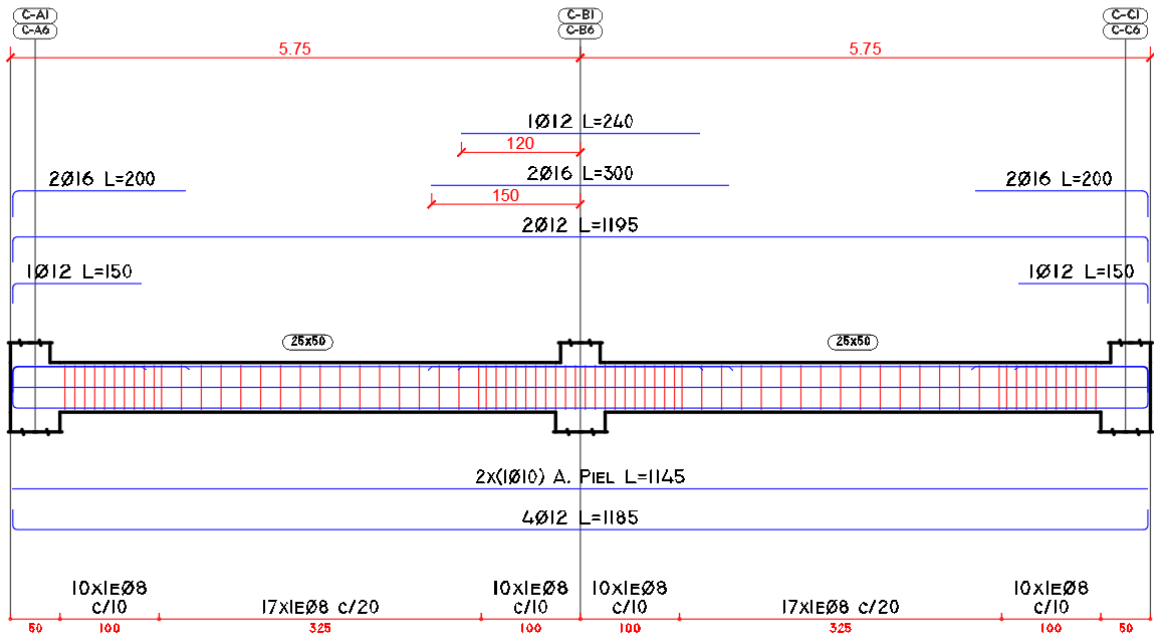


Figura A.11 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Piso 1 a 4, Estructura [7N-CS].

VIGA 1  
VIGA 6



VIGA 2  
VIGA 3  
VIGA 4  
VIGA 5

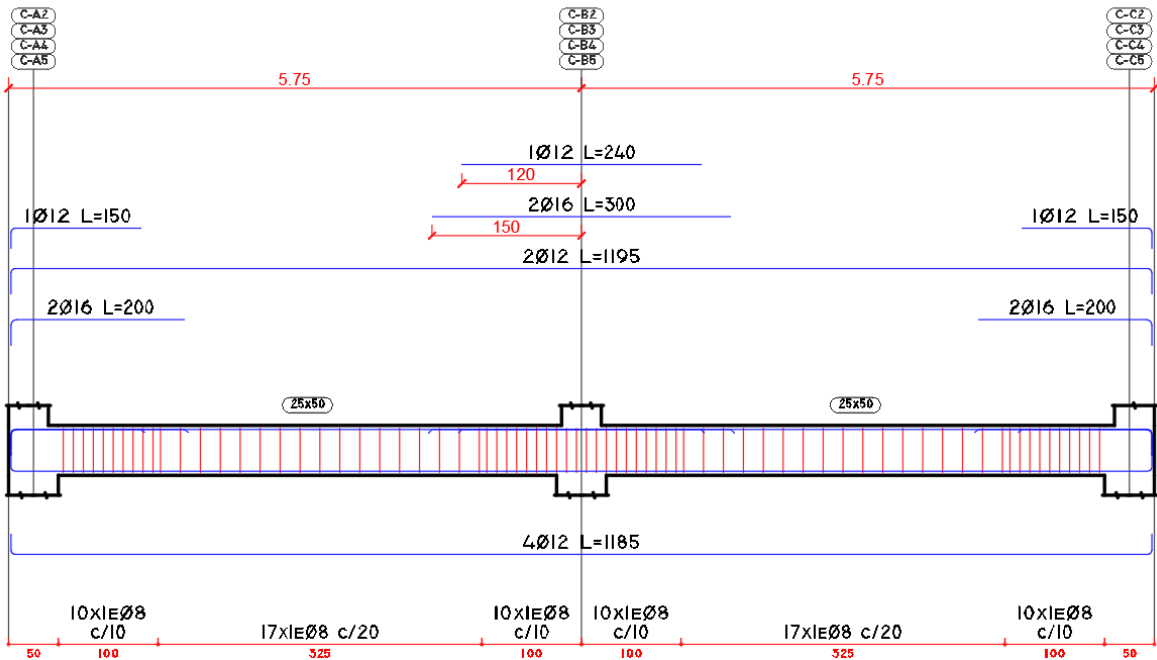


Figura A.12 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Piso 5 a 7, Estructura [7N-CS].



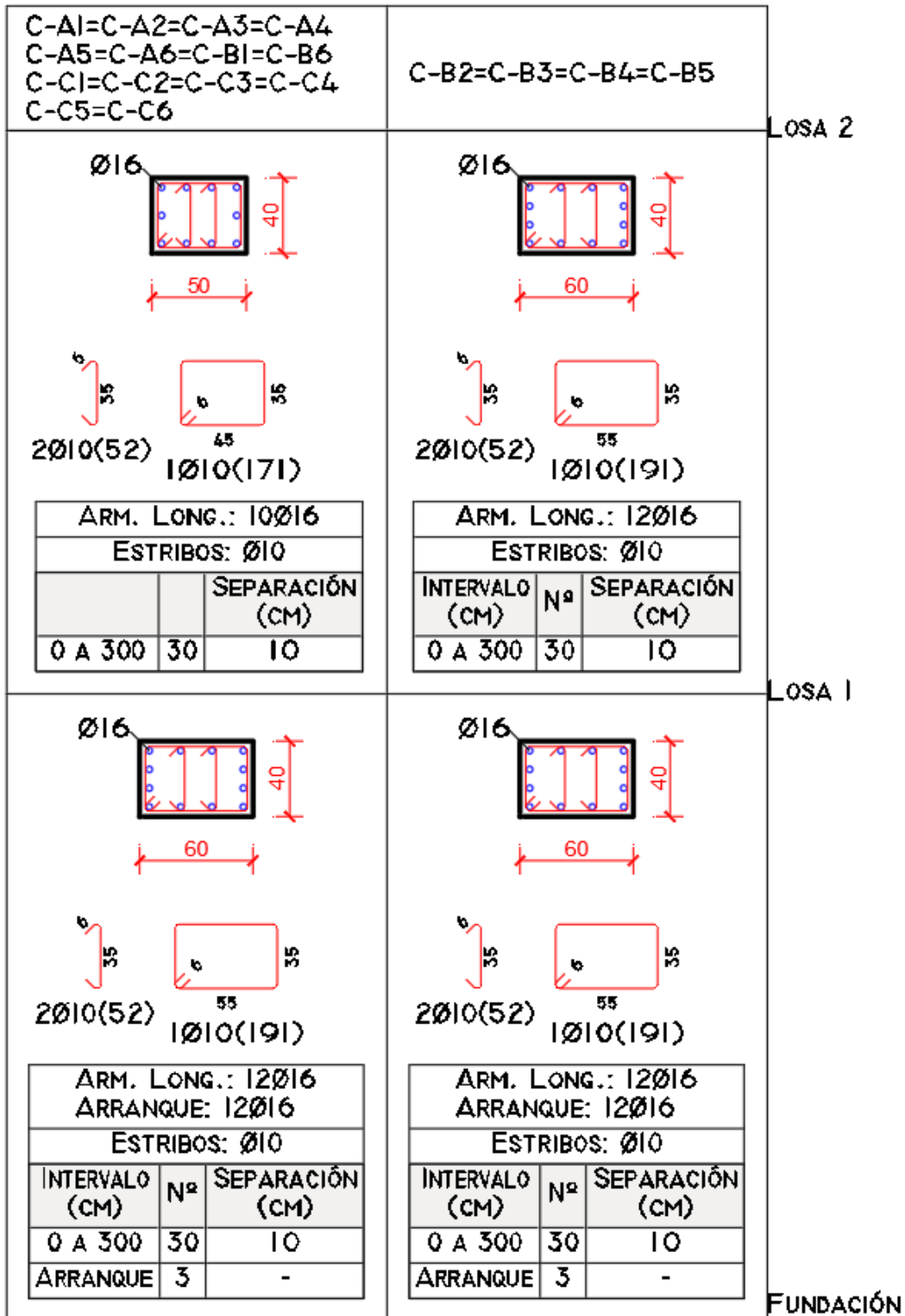


Figura A.14 Detalle de Refuerzo Columnas, de Fundación a Losa 2, Estructura [7N-CS].

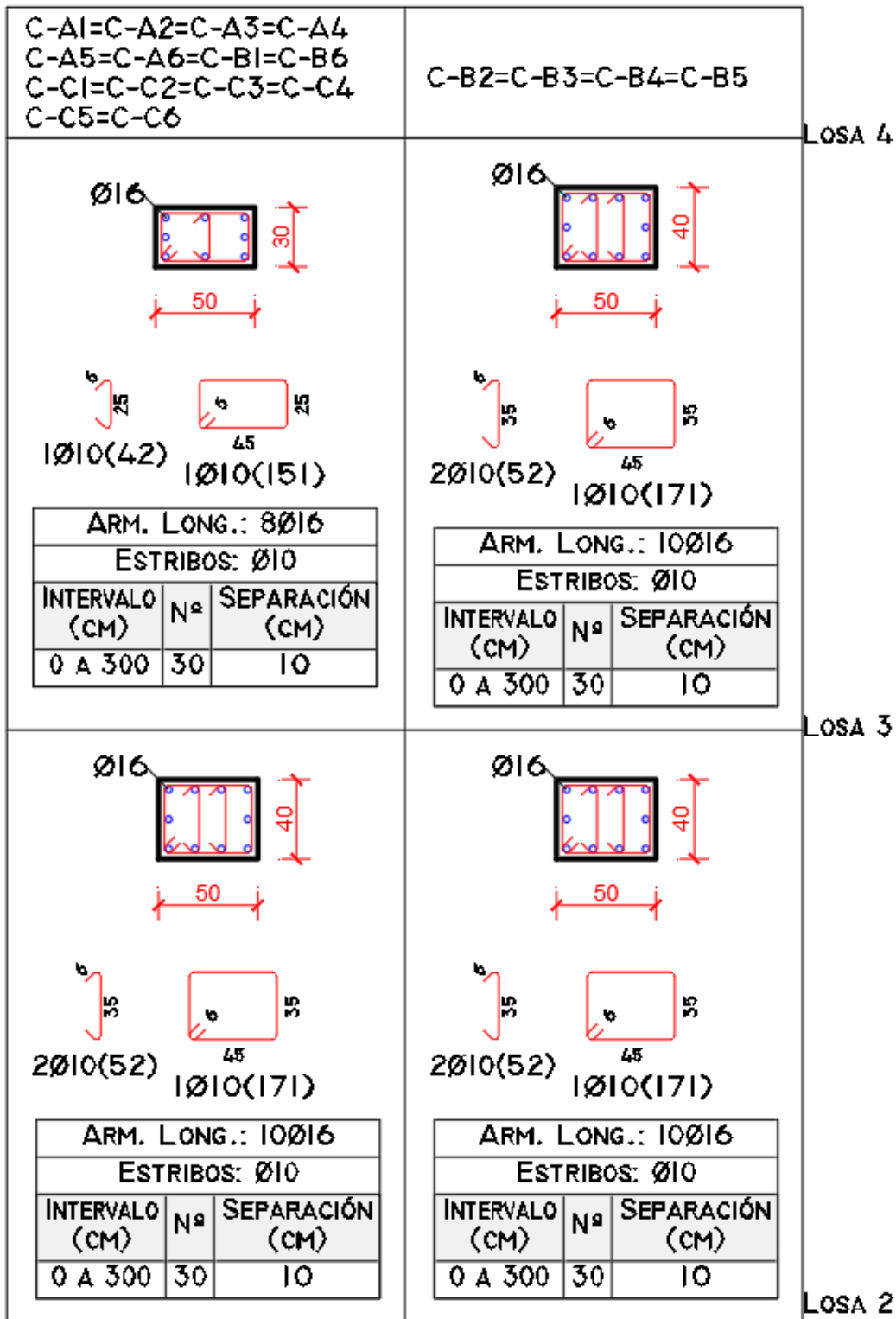


Figura A.15 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 2 a Losa 4, Estructura [7N-CS].

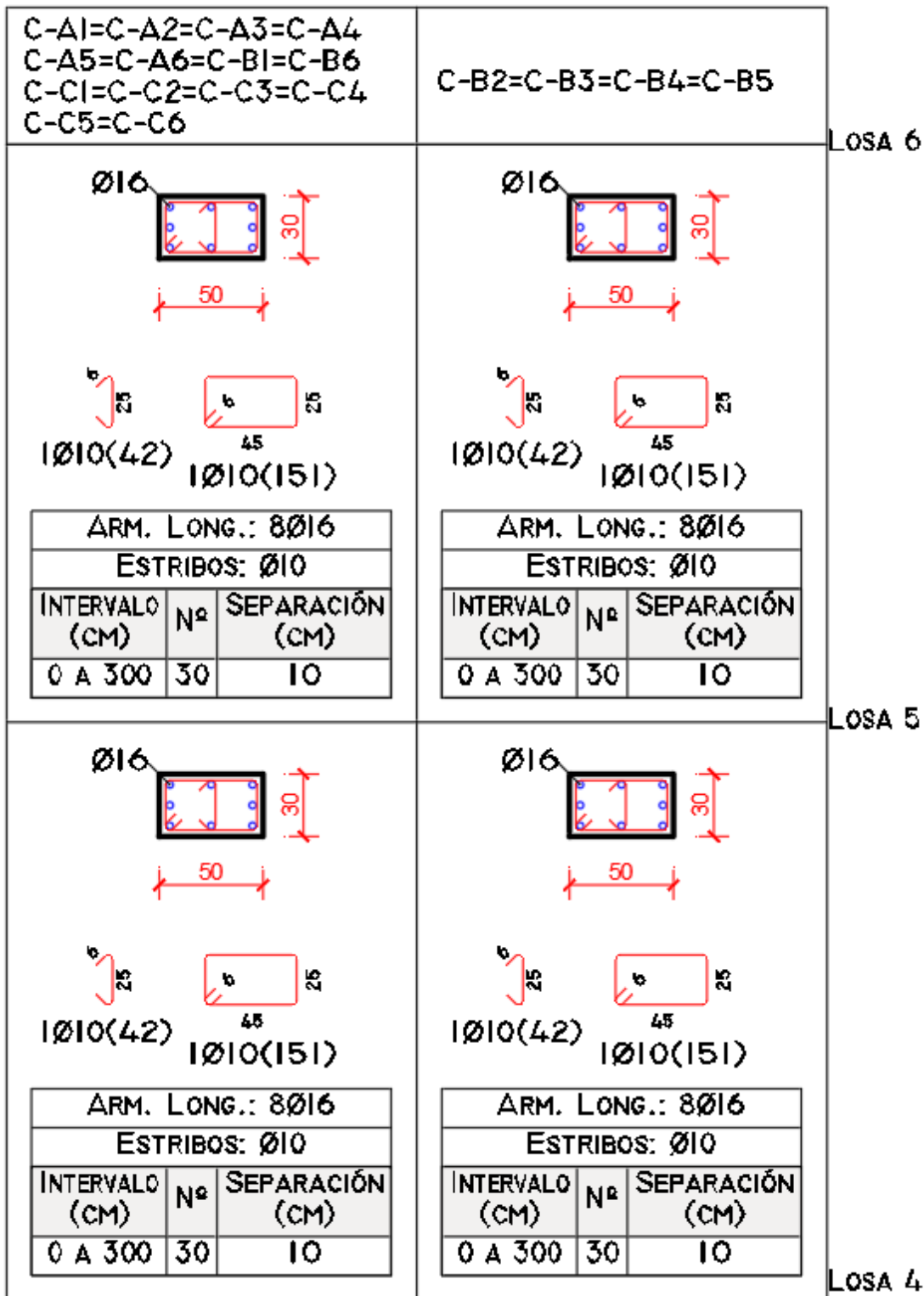
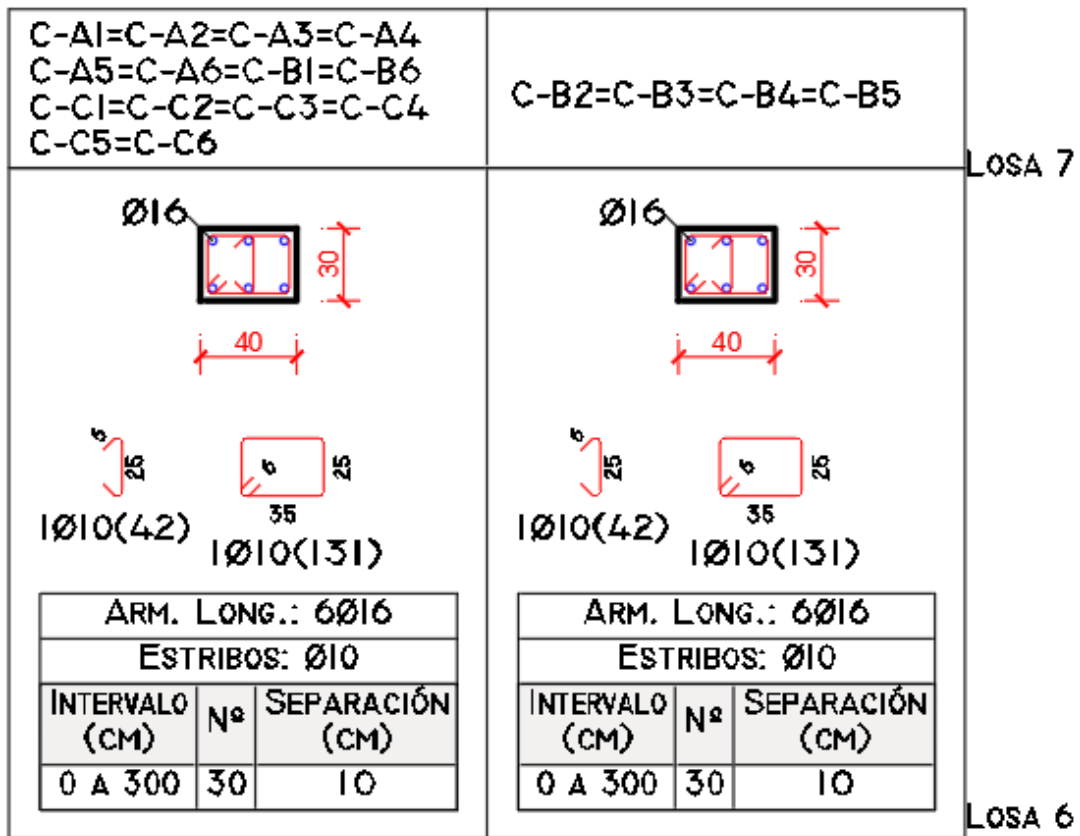


Figura A.16 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 4 a Losa 6, Estructura [7N-CS].



LOSA 7

LOSA 6

Figura A.17 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 6 a Losa 7, Estructura [7N-CS].

#### A.4.2 Precios Unitarios Estructura [7N-CS]

Item: Vigas de h <sup>2</sup> a <sup>2</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>				
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96				
N°	P.	Insumo/Parámetro	Und	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
1	-	Cemento portland	kg	350.00	0.94	329.00
2	-	Fierro corrugado	kg	103.70	7.80	808.86
3	-	Arena comun	m <sup>3</sup>	0.45	120.75	54.34
4	-	Grava comun	m <sup>3</sup>	0.92	120.75	111.09
5	-	Madera de construccion	pie <sup>2</sup>	70.00	8.00	560.00
6	-	Clavos	kg	2.00	12.50	25.00
7	-	Alambre de amarre	kg	2.00	12.00	24.00
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1,912.29
	B	OBRERO				
1	-	Encofrador	hr	18.00	20.50	369.00
2	-	Armador	hr	10.00	20.50	205.00
3	-	Albañil	hr	10.00	20.50	205.00
4	-	Ayudante	hr	20.00	15.00	300.00
	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	1,079.00
	C	EQUIPO				
1	-	Mezcladora	hr	1.00	22.00	22.00
2	-	Vibradora	hr	0.80	15.00	12.00
	H	Herramientas menores		6.00% de	(B) =	64.74
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	98.74
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	3,090.03
	N	PARCIAL			(J+K+L+M) ) =	3,090.03
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	3,090.03
>		PRECIO ADOPTADO:				3,090.03

Tabla A.3 Precio Unitario Vigas de HA, Estructura [7N-CS].

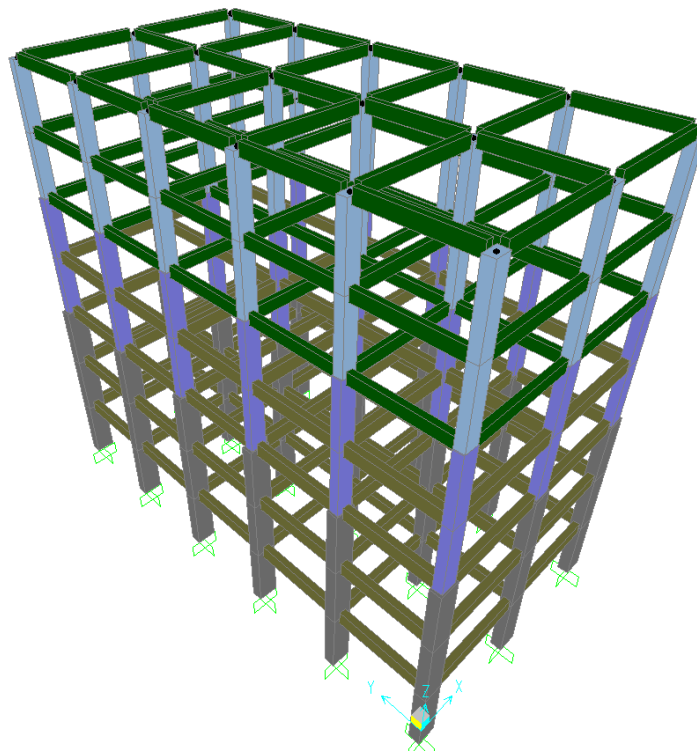
Item: Columnas de h <sup>o</sup> a <sup>o</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>				
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96				
N					Parcial	
°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	(Bs)
	A	MATERIAL				
1	-	Cemento portland	kg	350.00	0.94	329.00
2	-	Fierro corrugado	kg	250.30	7.80	1,952.34
3	-	Arena comun	m <sup>3</sup>	0.45	120.75	54.34
4	-	Grava comun	m <sup>3</sup>	0.92	120.75	111.09
5	-	Madera de construccion	pie <sup>2</sup>	80.00	8.00	640.00
6	-	Clavos	kg	2.00	12.50	25.00
7	-	Alambre de amarre	kg	2.00	12.00	24.00
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	3,135.77
	B	OBRERO				
1	-	Encofrador	hr	16.00	20.50	328.00
2	-	Armador	hr	10.00	20.50	205.00
3	-	Albañil	hr	10.00	20.50	205.00
4	-	Ayudante	hr	20.00	15.00	300.00
	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	1,038.00
	C	EQUIPO				
1	-	Mezcladora	hr	1.00	22.00	22.00
2	-	Vibradora	hr	0.80	15.00	12.00
	H	Herramientas menores	6.00% de		(B) =	62.28
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	96.28
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	4,270.05
	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	4,270.05
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	4,270.05
>		PRECIO ADOPTADO:				4,270.05

Tabla A.4 Precio Unitario Columnas de HA, Estructura [7N-CS].

## A.5 Segunda Alternativa Estructural [7N-EE]

### A.5.1 Detalle de Refuerzo Estructural [7N-EE]

El análisis estructural se realizó a través de un modelo tridimensional utilizándose para este efecto el programa de cálculo estructural SAP 2000 V14.2.4 donde se introducen las propiedades de materiales, secciones, formas geométricas, combinaciones, etc. Para obtener una estimación precisa de su comportamiento estructural.



*Figura A.18 Vista 3D Modelo Estructural SAP 2000, Estructura [7N-EE].*

VIGA 1 VIGA 4  
 VIGA 2 VIGA 5  
 VIGA 3 VIGA 6

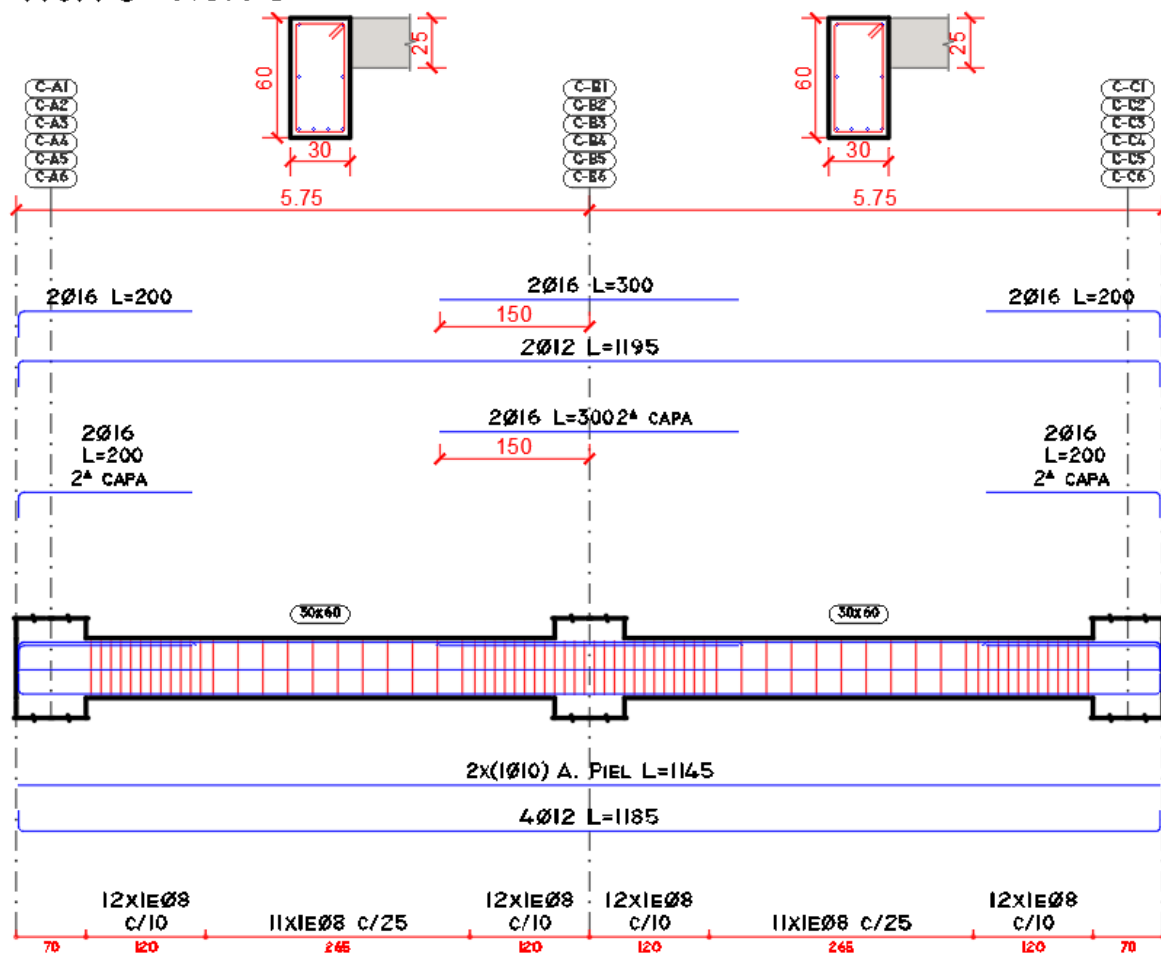


Figura A.19 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Losa 1 a 4 Estructura [7N-EE].



VIGA 1  
VIGA 6

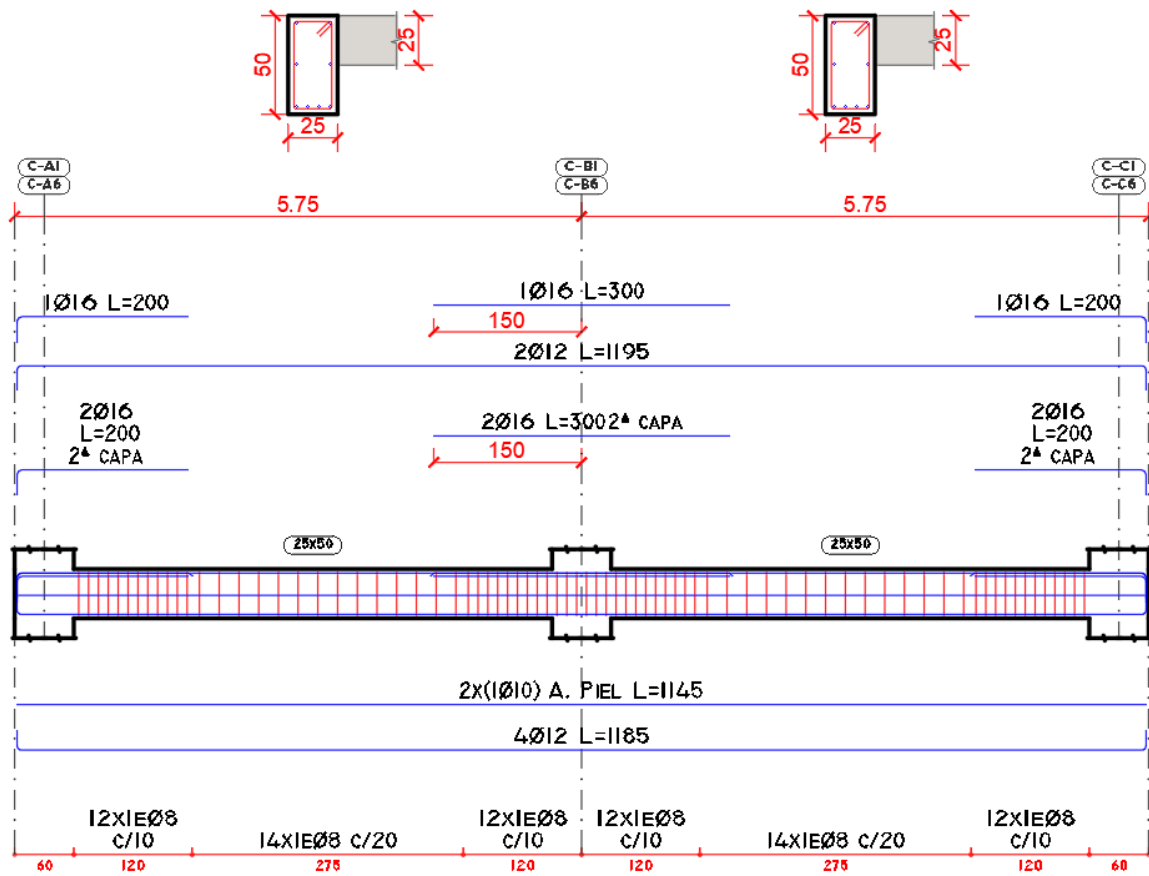


Figura A.21 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Losa 5 a 7 Estructura [7N-EE].

VIGA 2 VIGA 4  
VIGA 3 VIGA 5

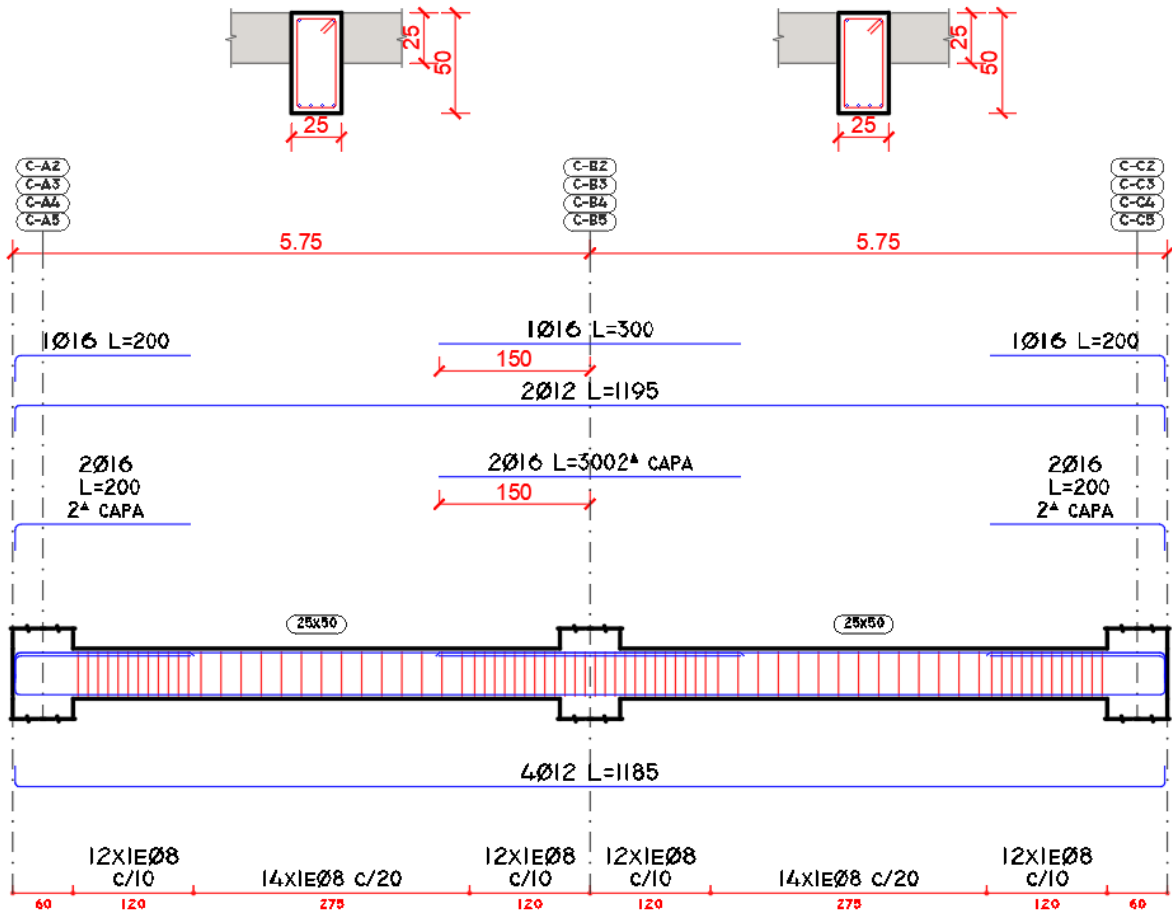


Figura A.22 Detalle de Refuerzo Vigas en "X" Losa 5 a 7 Estructura [7N-EE].

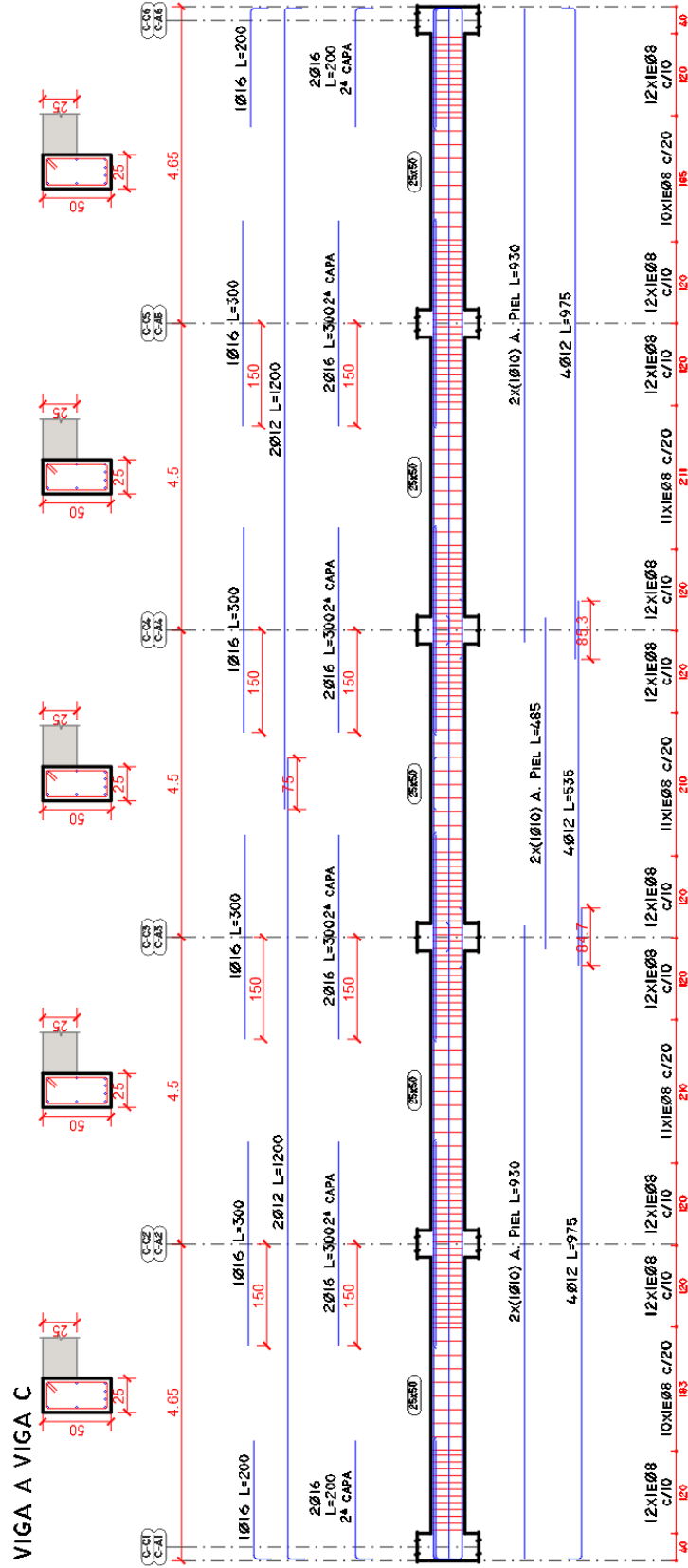


Figura A.23 Detalle de Refuerzo Vigas en "Y" Losa 5 a 7 Estructura [7N-EE].

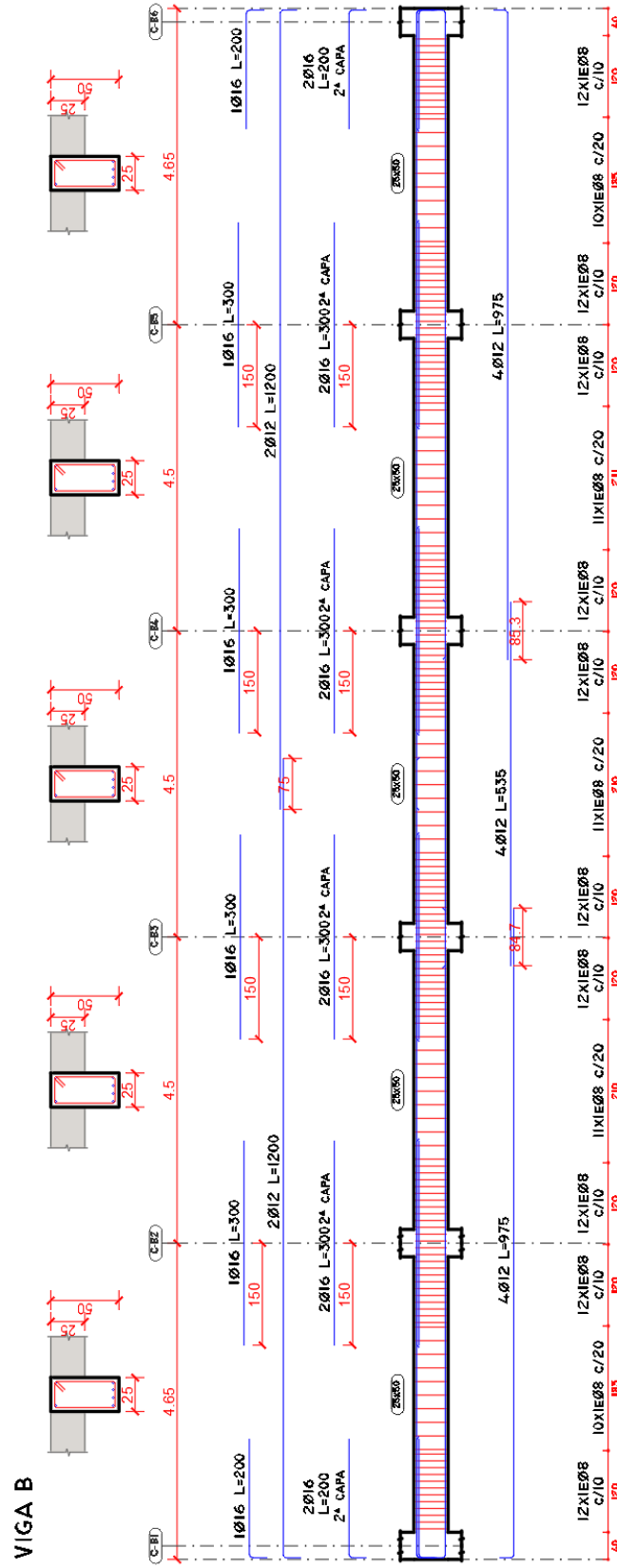


Figura A.24 Detalle de Refuerzo Vigas en "Y" Losa 5 a 7 Estructura [7N-EE].

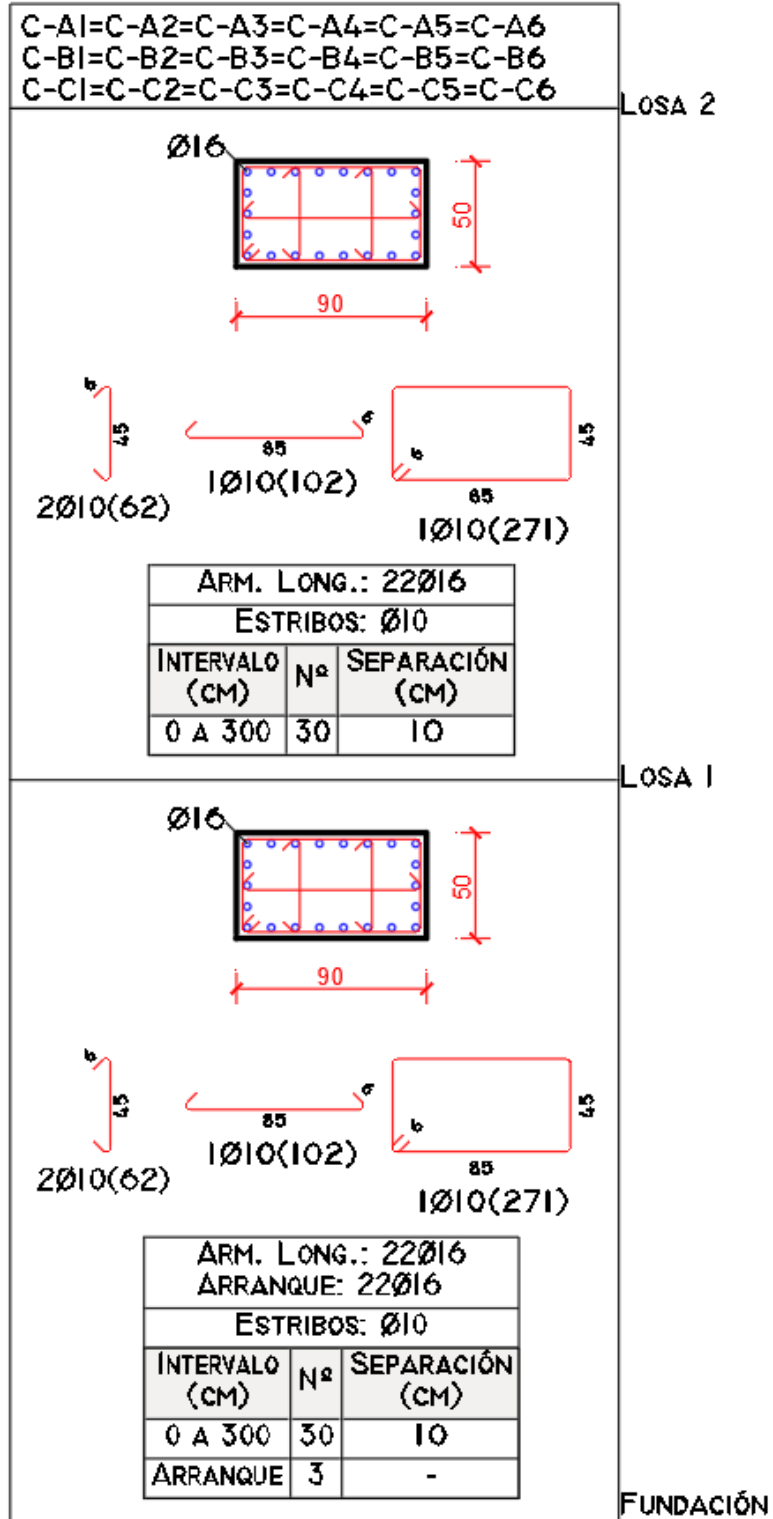


Figura A.25 Detalle de Refuerzo Columnas, de Fundación a Losa 2, Estructura [7N-EE].

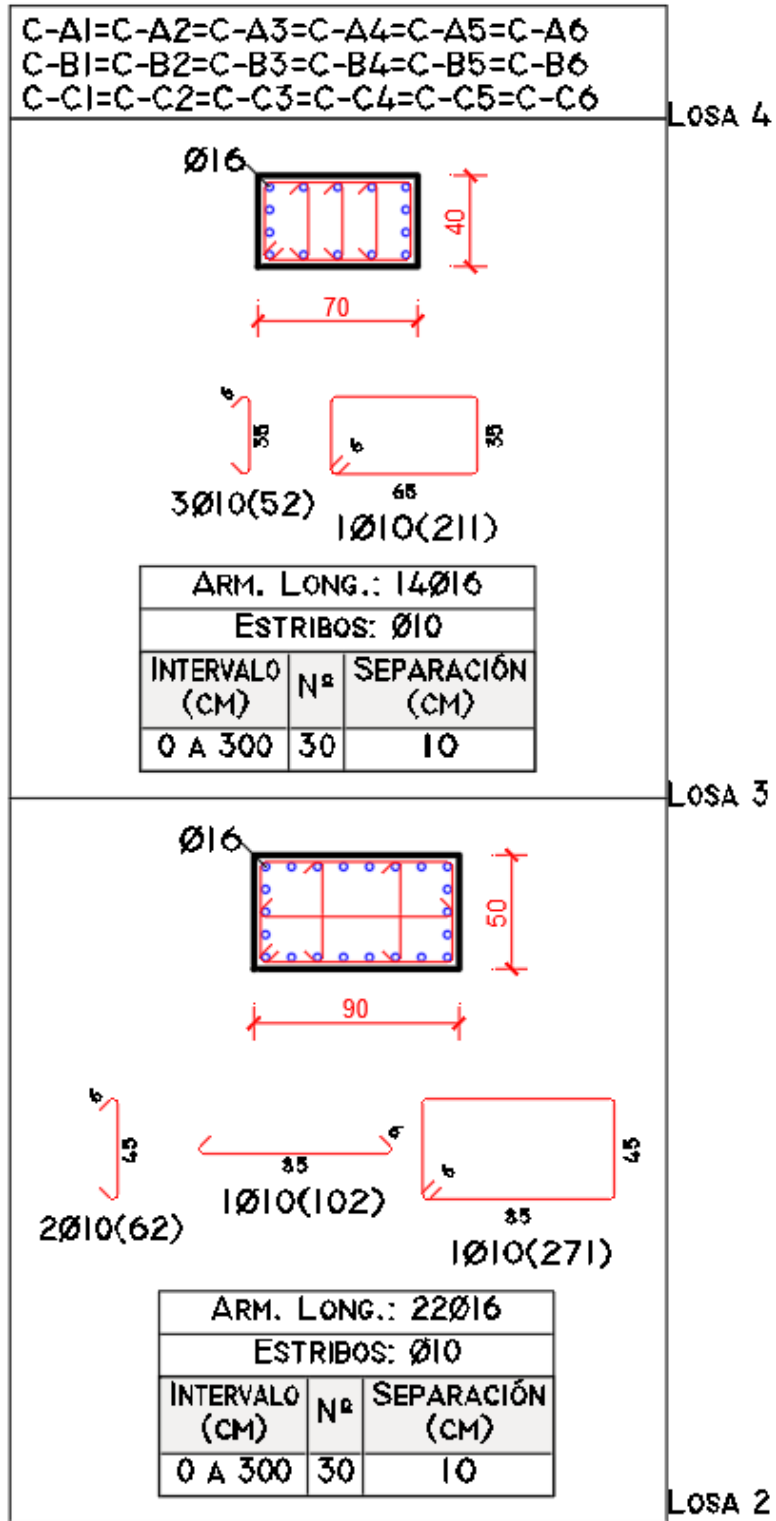


Figura A.26 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 2 a Losa 4, Estructura [7N-EE].

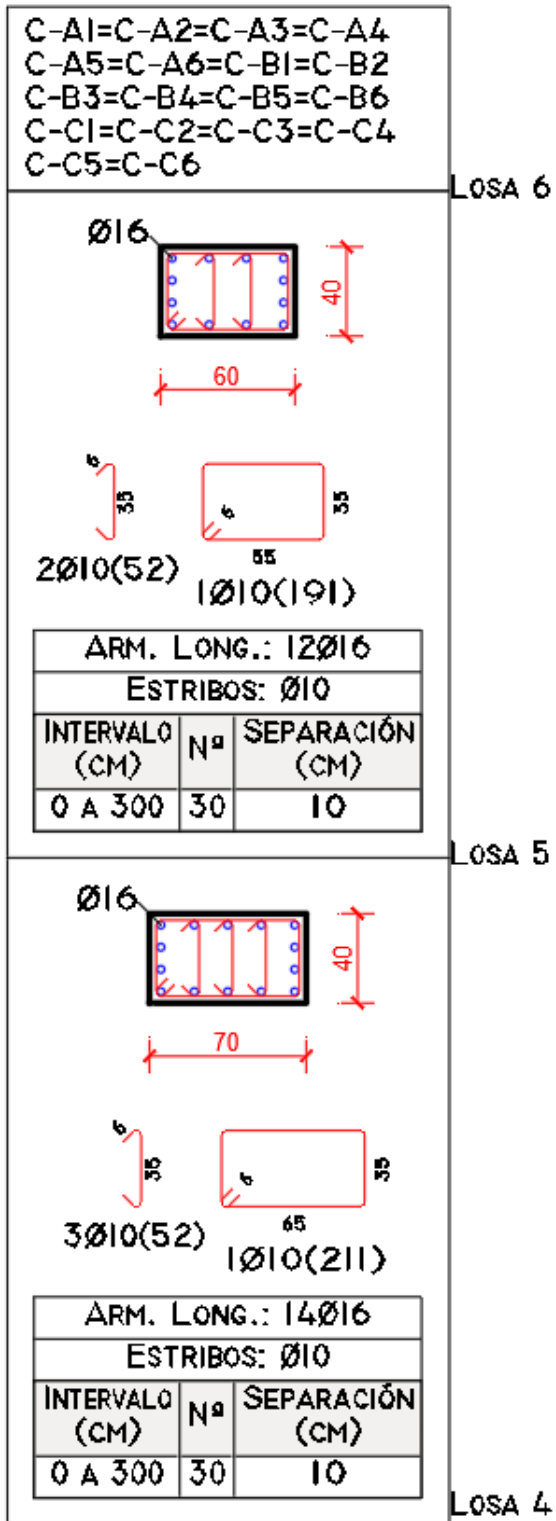


Figura A.27 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 4 a Losa 6, Estructura [7N-CS].

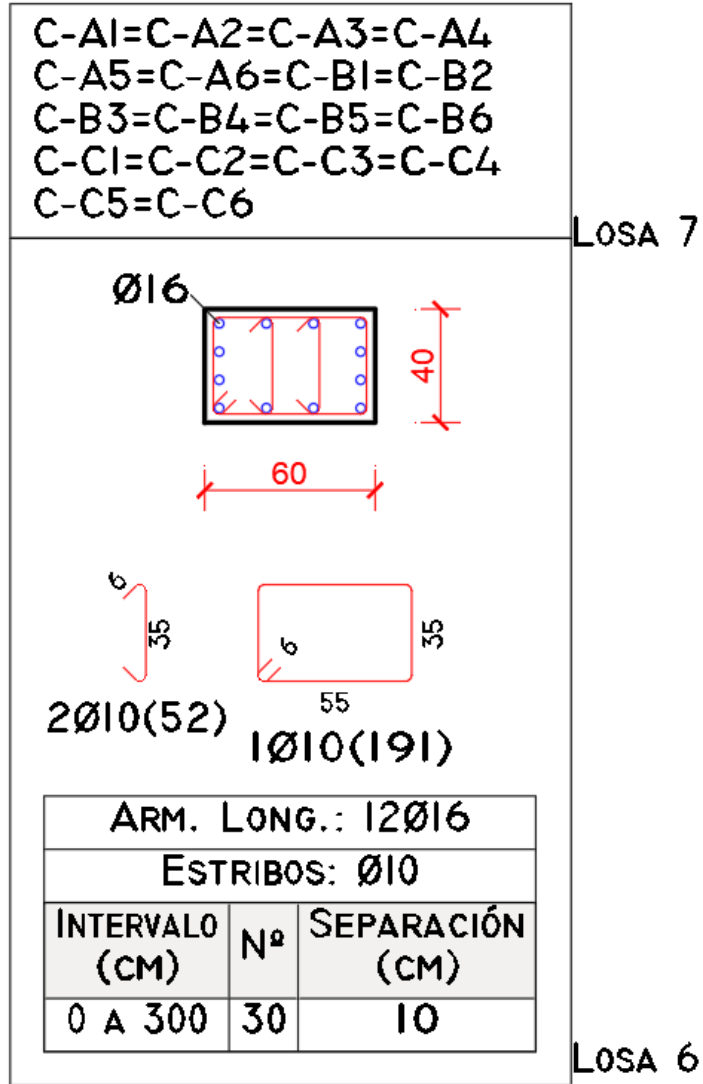


Figura A.28 Detalle de Refuerzo Columnas, de Losa 6 a Losa 7, Estructura [7N-EE].

## A.5.2 Precios Unitarios Estructura [7N-EE]

Item: Vigas de h <sup>2</sup> a <sup>2</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>	
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96	
N	Und		Parcial
º	P.	Insumo/Parámetro	Cant. Unit. (Bs) (Bs)
<b>A MATERIAL</b>			
1	-	Cemento portland	kg 350.00 0.94 329.00
2	-	Fierro corrugado	kg 102.60 7.80 800.28
3	-	Arena comun	m <sup>3</sup> 0.45 120.75 54.34
4	-	Grava comun	m <sup>3</sup> 0.92 120.75 111.09
5	-	Madera de construccion	pie <sup>2</sup> 70.00 8.00 560.00
6	-	Clavos	kg 2.00 12.50 25.00
7	-	Alambre de amarre	kg 2.00 12.00 24.00
D TOTAL MATERIALES			(A) = 1,903.71
<b>B OBRERO</b>			
1	-	Encofrador	hr 18.00 20.50 369.00
2	-	Armador	hr 10.00 20.50 205.00
3	-	Albañil	hr 10.00 20.50 205.00
4	-	Ayudante	hr 20.00 15.00 300.00
G TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) = 1,079.00
<b>C EQUIPO</b>			
1	-	Mezcladora	hr 1.00 22.00 22.00
2	-	Vibradora	hr 0.80 15.00 12.00
H Herramientas menores			6.00% de (B) = 64.74
TOTAL HERRAMIENTAS Y			
I EQUIPO			(C+H) = 98.74
J SUB TOTAL			(D+G+I) = 3,081.45
N PARCIAL			(J+K+L+M) = 3,081.45
<b>&gt; Q TOTAL ITEM</b>			<b>(N+O+P) = 3,081.45</b>
<b>&gt; PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>3,081.45</b>

Tabla A.5 Precio Unitario Vigas de HA, Estructura [7N-EE].

Item: Columnas de h <sup>o</sup> a <sup>o</sup>		Unidad: m <sup>3</sup>					
Proyecto: Sin nombre		Tipo de cambio: 6.96					
N <sup>o</sup>	P.	Insumo/Parámetro	Und	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)	
A		MATERIAL					
1	-	Cemento portland	kg	350.00	0.94	329.00	
2	-	Fierro corrugado	kg	236.80	7.80	1,847.04	
3	-	Arena comun	m <sup>3</sup>	0.45	120.75	54.34	
4	-	Grava comun	m <sup>3</sup>	0.92	120.75	111.09	
5	-	Madera de construccion	pie <sup>2</sup>	80.00	8.00	640.00	
6	-	Clavos	kg	2.00	12.50	25.00	
7	-	Alambre de amarre	kg	2.00	12.00	24.00	
D		TOTAL MATERIALES				(A) =	3,030.47
B		OBRERO					
1	-	Encofrador	hr	16.00	20.50	328.00	
2	-	Armador	hr	10.00	20.50	205.00	
3	-	Albañil	hr	10.00	20.50	205.00	
4	-	Ayudante	hr	20.00	15.00	300.00	
G		TOTAL MANO DE OBRA				(B+E+F) =	1,038.00
C		EQUIPO					
1	-	Mezcladora	hr	1.00	22.00	22.00	
2	-	Vibradora	hr	0.80	15.00	12.00	
H		Herramientas menores		6.00% de	(B) =	62.28	
		TOTAL HERRAMIENTAS Y					
I		EQUIPO				(C+H) =	96.28
J		SUB TOTAL				(D+G+I) =	4,164.75
N		PARCIAL				(J+K+L+M) =	4,164.75
>	Q	TOTAL ITEM				(N+O+P) =	4,164.75
>		PRECIO ADOPTADO:					4,164.75

Tabla A.6 Precio Unitario Columnas de HA, Estructura [7N-EE].

# ESTUDIO DE SUELOS





# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

---

## ESTUDIO DE SUELOS DETERMINACIÓN CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR"

---

CLIENTE: Sr. Alexander Torres Alegría  
N/REF: 1218SPT-GI-06  
FECHA: JUNIO DE 2023

---



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

## 1. Introducción

A petición del sr. Alexander Torres Alegría, la consultora geotécnica GEOTECC INGENIEROS, ha realizado un Estudio Geotécnico para el Proyecto del “Edificio Multifamiliar” en un terreno ubicado en la calle José Aguirre Achá, Zona Ckara Puncu (Sucre).

Para tal fin, se han realizado 3 sondeos mecánicos S.P.T con máquina automática y recuperación de muestras a cada metro de perforación, ensayando las muestras recuperadas en nuestro laboratorio, además de un análisis del macizo rocoso encontrado en la zona de proyecto.

La suma de estos trabajos ha permitido obtener una información adecuada sobre la conformación y caracterización geotécnica del terreno en la zona de proyecto.

## 2. Antecedentes

Según la información facilitada por el cliente, la zona de proyecto presenta una geometría rectangular, actualmente la zona de proyecto cuenta con una estructura construida, la cual será demolida para la construcción del nuevo proyecto, la construcción será destinada a uso residencial, sobre un terreno con una pendiente leve hacia la calle José Aguirre Achá. El proyecto se encuentra contemplado en la categoría T-5 de edificaciones del Reglamento de Edificaciones del Municipio de Sucre. Además de esta información de proyecto, se ha dispuesto de otra documentación para la realización de este informe: *“Estudio técnico geológico, geotécnico, geomorfológico, hidrológico y mapa de riesgos de los 40 cuadrantes del área urbana de la ciudad de Sucre”*, *“Reglamento de fundaciones para edificaciones, excavaciones y estructuras de contención de taludes”* y diversos documentos bibliográficos.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

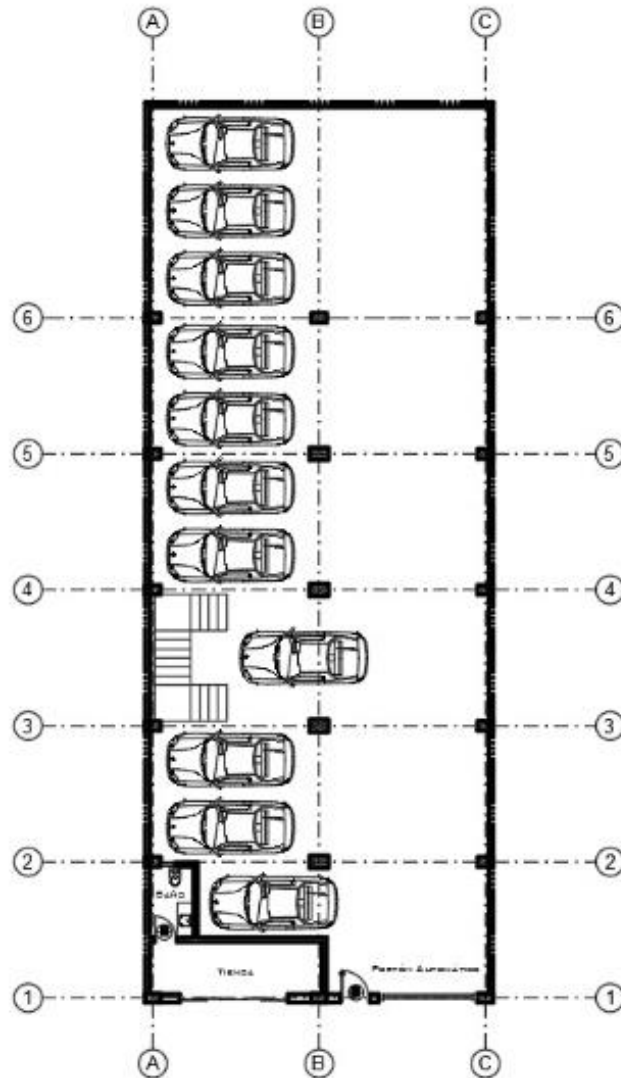


Figura 1. Plano en planta del proyecto constructivo (facilitado por nuestro cliente).

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

### 3. Objetivo

El estudio tiene por objeto establecer las propiedades geotécnicas del terreno, para la determinación de la capacidad portante de la zona de proyecto. A pedido del cliente y en cumplimiento del reglamento municipal de Sucre 010/2023, se realizaron tres sondeos con ejecución de ensayos S.P.T. dentro del terreno y posteriores ensayos de laboratorio, además de un análisis del macizo rocoso que aflora en la zona de proyecto.

### 4. Alcance del estudio

Los trabajos de prospección geotécnica realizados han conseguido alcanzar los objetivos que se indican en el reglamento municipal y que aplican en este caso, o en lo referente a:

- Distribución de unidades geotécnicas
- Identificación y parámetros geotécnicos de las unidades descritas
- Alternativas de sistema de fundación
- Conclusiones sobre las recomendaciones constructivas relacionadas con el sistema de fundación. Recomendaciones cualitativas y cuantitativas

Además, han permitido establecer valores y especificaciones necesarios para el proyecto en lo referente a:

- Nivel de fundación
- Parámetros geotécnicos para dimensionado de elementos de contención (en caso necesario)
- Procedimientos de excavación adecuados para el sitio de proyecto.
- Situación y variaciones del nivel freático
- Cuantificación de problemas que puedan afectar a las excavaciones
- Otros problemas geotécnicos, cuantificación y soluciones constructivas.

#### 4.1 Cumplimiento del reglamento de fundaciones para edificaciones, excavaciones y estructuras de contención de la investigación geotécnica

El capítulo 4 del reglamento de fundaciones para edificaciones, excavaciones y estructuras de contención, establece la programación del reconocimiento del terreno atendiendo tanto a



# GEOTECC INGENIEROS

## CONSULTORA GEOTÉCNICA

las características de la obra prevista, como a su morfología y a la tipología del terreno (Tablas 1.8, 1.9, 1.10) y recomendaciones de del capítulo 5 y 6. De este modo, establece:

- N° mínimo y tipo de puntos de investigación.
- Distancias máximas admisibles entre puntos de reconocimiento.
- Profundidad orientativa de la investigación.

De acuerdo con las características de la obra descritas anteriormente y la tipología del terreno ensayado, las recomendaciones del reglamento municipal pueden resumirse en las Tablas siguientes marcándose las opciones que nos ocupan:

Tabla 1.8. Cantidad mínima de puntos de exploración.

DENOMINACIÓN	SUPERFICIE CONSTRUIDA	ALTURA DE EDIFICACIÓN	NÚMERO DE SONDEOS
T1	Igual o menor a 60 m <sup>2</sup>	Hasta 3,50 m (no tiene niveles en subsuelo)	Sin estudio
T2	Hasta 450 m <sup>2</sup>	Hasta 9,50 m o tres niveles positivos (cuantificados hacia arriba a partir del nivel 0+00 y niveles negativos en función a la topografía, estudio de suelos y cálculo estructural)	3
T3	Hasta 600 m <sup>2</sup> de superficie construida	Hasta 12.5 m o cuatro niveles positivos (cuantificados hacia arriba a partir del nivel 0+00 y niveles negativos en función a la topografía, tipo de suelo y cálculo estructural)	3
T4	Hasta 1000 m <sup>2</sup> de superficie construida	Mayor a 12.5 m o que sea igual o mayor a cinco niveles positivos (cuantificados hacia arriba a partir del nivel 0+00 y los niveles negativos en función a la topografía, tipo de suelo y cálculo estructural)	4
T5	Mayor a 1000 m <sup>2</sup> de superficie construida	Mayor a 12.5 o que sea mayor o igual a cinco niveles positivos (cuantificados hacia arriba a partir del nivel 0+00 y)	4 a 5
T6	Cualquier superficie	Cualquier altura	4 a 5



# GEOTECC INGENIEROS

## CONSULTORA GEOTÉCNICA

Tabla 1.9. Clasificación de terreno según su variabilidad estratigráfica.

GRUPO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
P-1	Perfil de terreno favorable: terrenos con poca variabilidad estratigráfica en sentido vertical u horizontal.
P-2	Perfil de terreno intermedio: terrenos que presentan variabilidad en sentido vertical u horizontal
P-3	Perfil de terrenos desfavorable: terrenos que incluyan:
	a) Rellenos.
	b) Suelos blandos o sueltos
	c) Suelos orgánicos.
	d) Suelos expansivos.
e) Pendientes o laderas.	

Tabla 1.10. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento según tipo de terreno.

TIPO DE CONSTRUCCION	GRUPO DE TERRENO		
	P - 1	P - 2	P - 3
	$d_{max}$ (m)	$d_{max}$ (m)	$d_{max}$ (m)
T-1	-	-	-
T-2	35	30	30
T-3	35	30	30
T-4	30	25	25
T-5	30	25	25
T-6	20	20	20

Con los requerimientos mínimos y considerando las características de la edificación, el número mínimo de puntos de investigación a realizar para este estudio son cuatro, separados como máximo 30m.

### 5. Normativa aplicada

Para la realización del estudio geotécnico se utilizaron las siguientes normativas o documentos de aplicación obligatoria:



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

- Estudio técnico geológico, geotécnico, geomorfológico, hidrológico y mapa de riesgos de los 40 cuadrantes del área urbana de la ciudad de Sucre.
- Reglamento de edificaciones del municipio de Sucre.
- Reglamento de fundaciones para edificaciones, excavaciones y estructuras de contención de taludes.

## 6. Equipo y herramientas utilizados

- Equipo SPT automático marca TECOPSA
- Serie de tamices
- Agitador de tamices
- Equipo de límites de consistencia
- Esclerómetro para rocas
- Brújula
- Horno de secado
- Herramientas menores

## 7. Datos generales del área de proyecto

### 7.1 Localización geográfica y estado actual

La estructura a construir se ubica en la calle José Aguirre Achá, zona Ckara Puncu (Tabla 1). Constituye una zona urbanizada de carácter residencial.

El terreno de proyecto se encuentra en la zona este de la ciudad de Sucre, presenta una pendiente leve hacia la calle José Aguirre Achá.

Durante los ensayos de penetración SPT se pudieron obtener los datos necesarios para cumplir el objetivo del estudio geotécnico identificándose rocas en la profundidad de los sondeos.

**Tabla 1.** Coordenadas UTM del centro de la zona de proyecto.

UTM 20K	COORDENADAS
X	259095.04
Y	7895444.46

La ubicación geográfica de la zona de proyecto se indica en el Anexo I.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

## 7.2 Condicionantes y riesgos del entorno

### 7.2.1 Edificios próximos

Las edificaciones medianeras a la edificación deberán ser consideradas ante posibles afecciones que pudieran inferirse sobre los mismos, en el proceso constructivo y/o mejora de las fundaciones existentes.

### 7.2.2 Taludes

Dada las características de la zona de proyecto y tipología de proyecto, no se considera necesario realizar un estudio específico de estabilidad de taludes.

### 7.2.3 Elementos constructivos existentes

La zona de proyecto presenta una estructura ya construida, la cual será demolida, sus elementos estructurales no se valorará su influencia en la fundación de la nueva estructura, por lo que, no se dan recomendaciones específicas para los mismo.

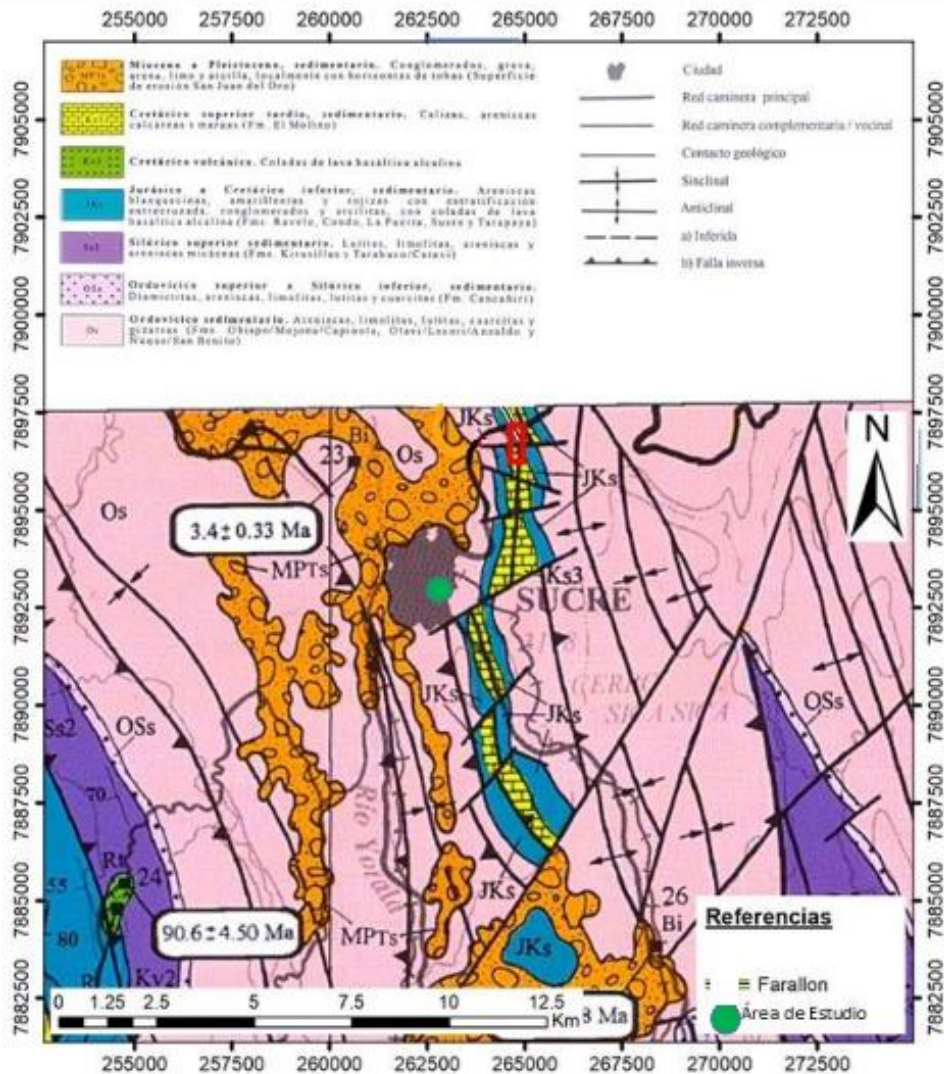
## 8. Características geológicas de la zona

Según el mapa geológico-geomorfológico del municipio de Sucre, el área de estudio, comprende un área de forma irregular de 120.583.783,79 km<sup>2</sup>; ocupa un área amplia de material sedimentario del Ordovícico, Cretácico, Devónico y un área de material cuaternario aluvial o cuaternario coluvial y el basamento rocoso está constituido de rocas sedimentarias (Figura 2).



# GEOTEC INGENIEROS

## CONSULTORA GEOTÉCNICA



**Figura 2.** Mapa de la geología regional mostrando el área de estudio (modificado del Servicio Geológico de Bolivia, 1996).

El basamento está íntegramente conformado por rocas de los periodos Ordovícico, Devónico y Cretácico.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

Estructuralmente el área está constituida en la conformación de anticlinales y sinclinales que son fácilmente localizables por la escasa cobertura cuaternaria que presentan, el rumbo de estas estructuras es generalmente de N350°W a N10°E; se observan varias fallas normales que van de SW a NE cortando las estructuras, otras fallas son inversas como la que corre de Sud a Norte creando un contacto del Cretácico y el Ordovícico, los buzamientos de los sinclinales y anticlinales son de 10° a 75°.

## **ESTRATIGRAFÍA**

En el área del proyecto, afloran rocas plegadas de edad paleozoica, mesozoicas y sedimentos del Cenozoico. Las rocas paleozoicas corresponden a los Sistemas Ordovícico y Devónico, las del mesozoico a rocas del Cretácico, las Cenozoicas al Cuaternario. A continuación, se presenta la columna estratigráfica generalizada del área de estudio.

### **- PALEOZOICO - SISTEMA ORDOVÍCIO**

El contacto paleozoico-cretácico, más allá de la notoria discordancia angular y de las claras diferencias petrográficas y litológicas, es muy marcado y se caracteriza, fundamentalmente, por la coloración predominante violeta-rojiza que penetra en las lutitas del basamento Paleozoico. (Las areniscas micáceas del Devónico). La línea de contacto paleozoico-cretácico puede observarse claramente a lo largo de los cerros: Sica Sica y Churuquilla, ya que ésta resalta por el colorido típico de la roca, y además, porque las areniscas cretácicas suprayacentes son propensas a la erosión linear. Las areniscas del Devónico de grano medio y abundante contenido micáceo "moscovita", se llega a confundir con el Ordovícico, realizando un análisis más detallado se define como areniscas Devónicas. Las lutitas paleozoicas, de estratificación bastante fina y superficialmente meteorizadas, están después de las areniscas, presentan un grado notorio de esquistosidad y a medida que se alejan de la zona de contacto, tienen un color grisáceo oscuro, en partes gris-verdusco. Los principales afloramientos se hallan ubicados al Este-Oeste-Norte-Sud del área. Se las clasifica como de las formaciones: Capinota, Anzaldo y San Benito, del Ordovícico que presenta un amplio desarrollo.

## **GEOMORFOLOGÍA**

Geomorfológicamente el área se encuentra conformado por varios valles en V, varios van al Norte, Oeste y otros al Sur, Este; ambas a diferentes cuencas hidrográficas, se presentan varias peneplanicies que va de SE a NW y viene a ser la divisoria de las cuencas hidrográficas; Los procesos geomórficos que modelaran el paisaje, son el diastrofismo de tipo orogénico y la erosión hídrica.

Desde el punto de vista geomorfológico-estructural y tectónico de Bolivia, la ciudad de Sucre, se encuentra en el sector central meridional de la Cordillera Oriental de los Andes, estrecha franja con rumbo Norte-Sur concordante con los lineamientos tectónicos longitudinales prevalecientes.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

Esta franja se caracteriza por la divulgación de estratos fuertemente plegados del Paleozoico, especialmente del Sistema Ordovícico y en menor grado, del Devónico y Cretácico, que fueron sedimentadas en un ambiente marino de plataforma somera y en ambientes terrestres como el Cretácico. Algunas zonas de esta franja del Paleozoico que sufrió fuertes procesos erosivos con la formación de planicies, cuencas y fosas elongadas se encuentran cubiertas por restos de sedimentos del Cretácico suprayacentes en discordancia erosiva. Sedimentos recientes de edad cuaternaria están divulgados especialmente en los lechos de ríos y quebradas. En diversos lugares de la zona de estudio se observa restos de antiguas terrazas aluviales conformadas por conglomerados bastante compactados y estables, con rodados de tamaños heterogéneos, bien pulidos y redondeados, que probablemente fueron depositados en el transcurso de la formación de los ríos o quebradas del área.

En el área urbana de la ciudad de Sucre y la zona de proyecto, se identifica las siguientes unidades geomorfológicas (Figura 3):

- Unidades de origen estructural

Estas unidades que en conjunto comprenden las serranías, cuestras y colinas de la Cordillera Andina Oriental y del Subandino, con formaciones que se debe a la acción combinada de plegamientos, fallamientos, hundimientos, y otros procesos geológicos.

Dentro de estas unidades de origen estructural se diferencian las:

1. Serranías De amplitud: alta (cimas escarpadas), media (cimas irregulares) y baja (cimas elongadas y paralelas).
2. Colinas Con ondulaciones variables cárcavas incipientes, medias a bajas con cimas subredondeadas, medias a bajas cimas ligeramente aplanadas.
3. Cuestras Bastante pronunciadas en estructuras sinclinales.
  - Unidad de origen Coluvio - Aluviales

Esta unidad comprende piedemontes, son depósitos en las laderas de los cerros producto de la saturación del suelo se producen remociones del suelo y acumulación de los mismos en las laderas o al pie de los cerros. Cubren pequeñas áreas.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

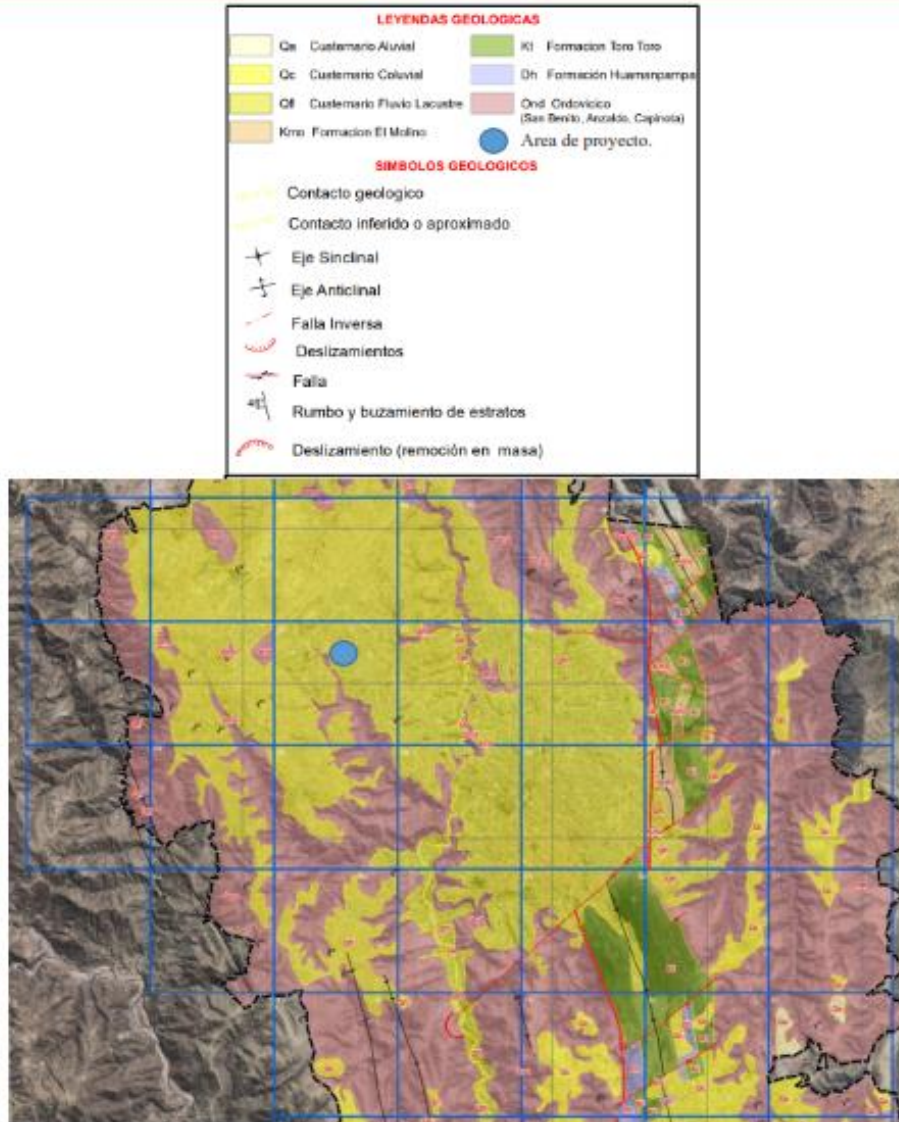


Figura 3. Unidades geomorfológicas de la ciudad de Sucre.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

## 9. Trabajos realizados

Para la realización de los estudios geotécnicos dentro de la zona de proyecto, se realizaron en tres etapas que comprenden:

- Trabajo de campo
- Trabajo de laboratorio
- Trabajo de gabinete

A continuación, se presenta un resumen de los trabajos de campo realizados además de los anexos donde se encuentra los resultados obtenidos de cada ensayo de campo.

## 10. Ensayos de campo

Para caracterizar geotécnicamente la zona de construcción, se seleccionaron los puntos de sondeo donde se emplazará la construcción. Éste corresponde a un sector llano correspondiente a zonas despejadas del área en estudio dentro de la estructura existente.

La metodología aplicada consideró la realización de sondeos con ensayos SPT, con el objetivo de obtener una visión global del área en estudio. Posteriormente, se procedió a diseñar la campaña de ensayos in-situ, considerando los antecedentes topográficos generados.

El programa de exploración consistió la realización de tres sondeos con ensayos SPT, cuyo objetivo es obtener una descripción estratigráfica de los suelos existentes y caracterizar de manera visual y física los estratos de suelos y obtener el parámetro  $N_{60}$  o  $(N_1)_{60}$ . Los sondeos tuvieron profundidades hasta de 2.0m. También se realizó la caracterización del macizo rocoso para la obtención del valor RMR. En el Anexo 2 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos y mediciones realizadas.

En la Figura 4, se presenta la ubicación de los sondeos realizados, ubicados en zonas despejadas que permitiese generar perfiles estratigráficos, cuyas características se presentarán en el estudio geotécnico.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

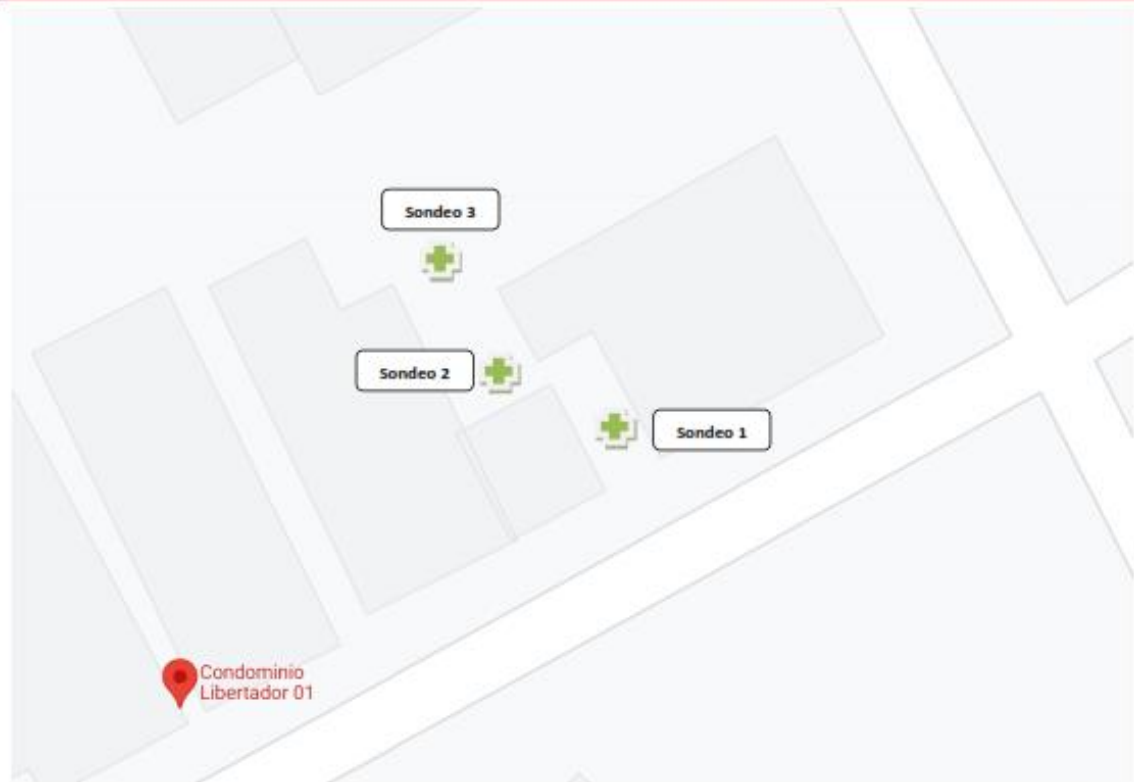


Figura 4. Ubicación de los sondeos SPT en el sitio de proyecto.

## 10.1 Ensayo de penetración estándar (S.P.T.)

El ensayo fue realizado según indica la norma ASTM D 1586, en la etapa de campo se realizaron tres (3) sondeos SPT con máquina TECOPSA, y toma de muestras con cuchara bipartita a cada metro de perforación. En la Tabla 2, se presenta un resumen de los resultados obtenidos en el trabajo de campo, el Anexo B presenta los resultados de los ensayos SPT.

Tabla 2. Resumen de sondeos S.P.T.

Sondeo	Profundidad (m)	N <sub>campo</sub>	N <sub>60</sub>	Muestra	Tipo de muestra
SPT - 1	0.55 - 1.0	47	30.2	S01-01	Alterada
	1.35 - 1.8	62	39.8	S01-02	Alterada



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

SPT - 2	0.55 – 1.0	27	17.3	S02-01	Alterada
	1.35 – 1.53	29-Rech.	---	---	---
SPT - 3	0.55 – 1.0	39	25.0	S03-01	Alterada
	1.35 – 1.8	45	28.9	S03-02	Alterada

---

## 11. Caracterización del macizo rocoso

Las superficies meteorizadas y no meteorizadas de los materiales geológicos, fueron sujetas a inspección visual, y pruebas de dureza en el campo (raspar con vidrio para establecer la dureza relativa en la escala de Moh). Se utilizó una brújula geológica para medir el rumbo y buzamiento de los estratos. Se midió la distancia entre diaclasas (fracturas) en la roca, se caracterizó dichas fracturas para hacer una caracterización RMR según la metodología de Bieniawski (1989).

- Roca consolidada
- Color meteorizado: gris, café, o beige. Colores menos comunes: óxido - rojizo, anaranjado, plomizo-metálico. Suele exhibir un brillo característico de minerales metamórficos.
- Color en superficies frescas: generalmente gris oscuro, café oscuro, o negro con brillo de algunos minerales metamórficos.
- Características de los granos/cristales: generalmente muy finos, solamente se logra visualizar un mínimo porcentaje con la lupa geológica.
- La mayoría de las muestras se deforman con la uña. Hasta el estrato muy resistente se deforma con el cuchillo - no parece ser cuarcita.
- Ninguna muestra de Rocas Metamórficas reacciona con ácido – no existe presencia de calcita.
- En la mayoría de los puntos se observa una fractura semi regular. La litología predominante es más laminar y friable – se rompe fácilmente formando fragmentos rectangulares de 0.01 – 0.1cm.
- Se puede diferenciar 3 distintas litologías de Rocas Metamórficas – y las 3 parecen haber sido rocas sedimentarias que sufrieron algún grado de metamorfismo.
- El metamorfismo ha sido suficientemente fuerte como para borrar la textura sedimentaria original de las rocas sedimentarias.



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

- El mayor grado de metamorfismo se observa donde hay abundantes minerales metamórficos y foliaciones que parecen haber reemplazado los estratos sedimentarios – litología: pizarra.

## *Geología Estructural*

Se pudo medir el rumbo y buzamiento en un punto de la zona de proyecto, siendo este  $346^{\circ}/78^{\circ}$ . Se puede inferir que toda la zona de estudio se encuentra en el mismo flanco de un pliegue geológico causado por fuerzas compresivas. No se ve evidencia de una falla geológica en la zona de proyecto.

## **12. Trabajo de laboratorio**

En todas las muestras obtenidas en los sondeos, se realizaron ensayos granulométricos según ASTM D 6913, límites de consistencia según ASTM D 4318, con la distribución granulométrica obtenida y la plasticidad del material, se procedió a la realizar la clasificación del suelo por el sistema unificado (S.U.C.S.) según ASTM D 2487. A continuación, se presentan las siguientes Tablas resumen, con los resultados de los ensayos realizados en las muestras obtenidas. La Tabla 3, presenta el resumen de los ensayos de contenido de humedad.

**Tabla 3.** Resumen de resultados de contenido de humedad.

<b>Sondeo</b>	<b>Muestra</b>	<b>Contenido de humedad (%)</b>
SPT - 1	S01-01	5.95
	S01-02	4.22
SPT - 2	S02-01	4.60
	S02-02	---
SPT - 3	S03-01	8.79
	S03-02	5.02

La distribución granulométrica de las muestras de suelo obtenidas en los ensayos SPT, fueron determinadas siguiendo la norma ASTM D 6913, los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4.



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

**Tabla 4.** Resumen de resultados de análisis granulométrico.

Sondeo	Muestra	% grava	% arena	% finos	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
SPT - 1	S01-01	6.42	45.88	47.69	0.35	---	---	---	---
	S01-02	15.70	28.37	55.93	0.17	---	---	---	---
SPT - 2	S02-01	10.99	38.49	50.53	0.20	---	---	---	---
	S02-02	---	---	---	---	---	---	---	---
SPT - 3	S03-01	7.70	48.17	44.13	0.24	---	---	---	---
	S03-02	8.56	34.82	56.63	0.25	---	---	---	---

Los límites de plasticidad del suelo, fueron determinados en base a la norma ASTM D4318, los resultados del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, se presentan en la Tabla 5.

**Tabla 5.** Resumen de resultados de límites de consistencia.

Sondeo	Muestra	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de plasticidad (IP)
SPT - 1	S01-01	31.3	21.61	9.69
	S01-02	32.1	20.63	11.47
SPT - 2	S02-01	30.8	20.72	10.08
	S02-02	---	---	---
SPT - 3	S03-01	32.4	22.49	9.91
	S03-02	31.5	20.27	11.23

Con los resultados obtenidos de, análisis granulométrico y límites de consistencia, se ha podido clasificar las muestras de suelo, por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S. (ASTM D 2487). El resumen de la clasificación de suelo, se presenta en el Tabla 6.

**Tabla 6.** Resumen de resultados de clasificación de suelos SUCS.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Nombre
SPT - 1	S01-01	0.55 - 1.0	SC	Arena arcillosa
	S01-02	1.35 - 1.8	SC	Arcilla de media plasticidad arenosa
	S01-03	2.08	SC	Fragmentos de roca lutita
SPT - 2	S02-01	0.55 - 1.0	SC	Arena arcillosa



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

	So2-02	1.35 - 1.53	SC	Fragmentos de roca lutita
	So3-01	0.55 - 1.0	SC	Arena arcillosa
SPT - 3	So3-02	1.35 - 1.8	SC	Arcilla de media plasticidad arenosa
	So3-03	2.0	SC	Fragmentos de roca lutita

### 13. Trabajo de gabinete

El trabajo de gabinete consiste en la identificación de las unidades geotécnicas del terreno, la determinación de los parámetros de resistencia del suelo de fundación en estado drenado o no drenado, en la realización del análisis de la capacidad portante del terreno en base a la geometría de la fundación y el nivel de fundación, además de la determinación de las unidades geotécnicas.

En este caso en particular se evaluará los resultados obtenidos con respecto a la resistencia a la penetración a partir de los sondeos realizados y la calidad del macizo rocoso, correspondientes al área de proyecto.

Los resultados de los ensayos de penetración SPT, se encuentran en el Anexo B, del informe geotécnico. El perfil estratigráfico del terreno se encuentra formado por suelos areno-arcillosos, SC y arcillas arenosas, CL, y roca lutita, dentro de la zona de proyecto.

De los resultados de laboratorio, se obtuvieron los parámetros geotécnicos para definir las unidades geotécnicas que forman la estratigrafía del terreno:

- UGT01: Arenas arcillosas SC (hasta 1.0m de profundidad)
- UGT02: Arcillas de media plasticidad arenosa CL (hasta 2.0 de profundidad)
- UGT02: Fragmentos de roca lutita

La clasificación de suelos muestra un estrato homogéneo respecto a las propiedades físicas del terreno, sin embargo, se observa una variabilidad del índice de penetración  $N_{60}$ , en todos los sondeos se obtuvo rechazo a la penetración, no pudiendo continuar con el avance del ensayo.

#### 13.1.1 Clasificación RMR del macizo rocoso

- Se estimó el valor de RMR, las fracturas exhibieron 2 principales orientaciones preferenciales: sub paralela con los estratos, y perpendicular a los estratos.
- En base a los resultados obtenidos del índice de rebote (SHT), se realizaron correlaciones para la estimación de la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta. Tales valores fueron estimados a partir de la Figura 5 propuesta por (Deere and Miller, 1966).



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

La (Universidad Nacional de Colombia and Suárez-Burgoa, 2014), sugiere la siguiente correlación para obtener un valor de  $R_L$  a partir del valor obtenido  $R_N$ .

$$R_L = -14,957 + 1,159R_N$$

A continuación, se presenta la Tabla 7, con el resumen de resultados obtenidos de la estimación de la resistencia a compresión uniaxial.

**Tabla 7.** Resumen de resultados, resistencia a compresión uniaxial.

N	Identificación	Índice de rebote $R_N$	Peso unitario $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	UCS (MPa)
1	Roca lutita	07.7	21.8	21



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

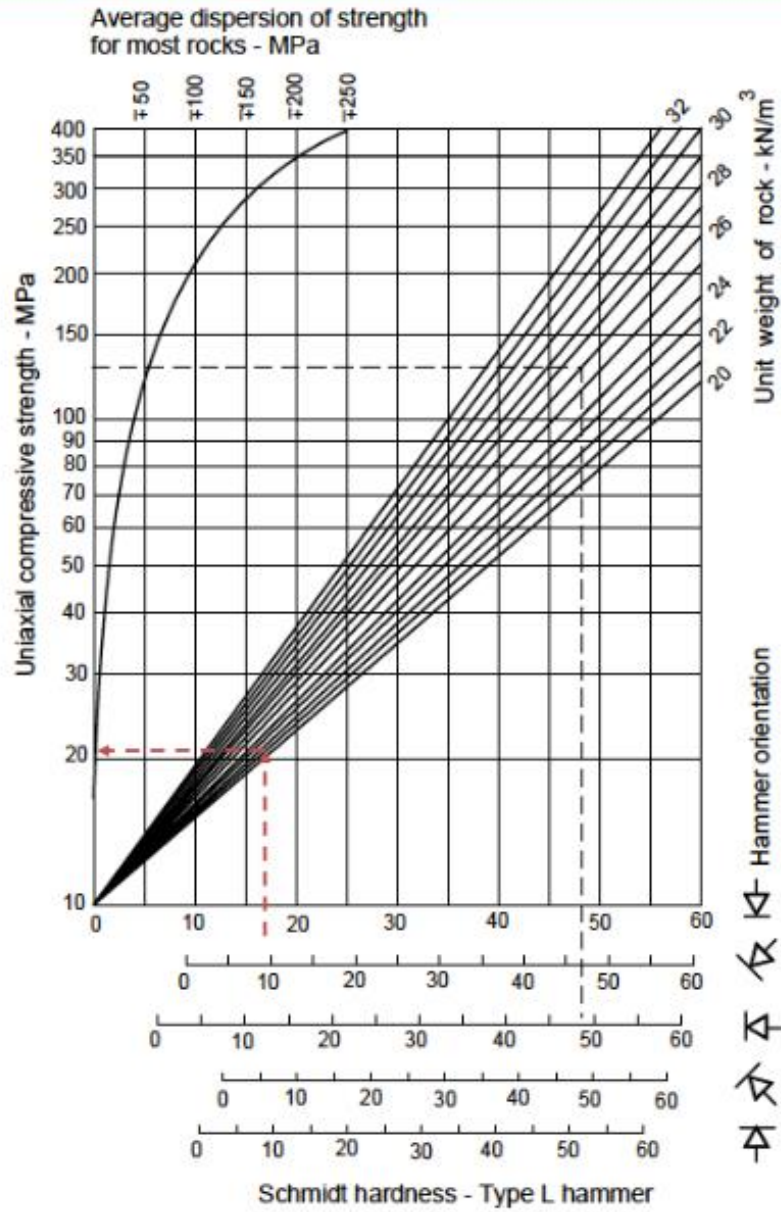


Figura 5. Estimación de la resistencia a la compresión de la roca a partir del martillo Schmidt.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geoteccingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

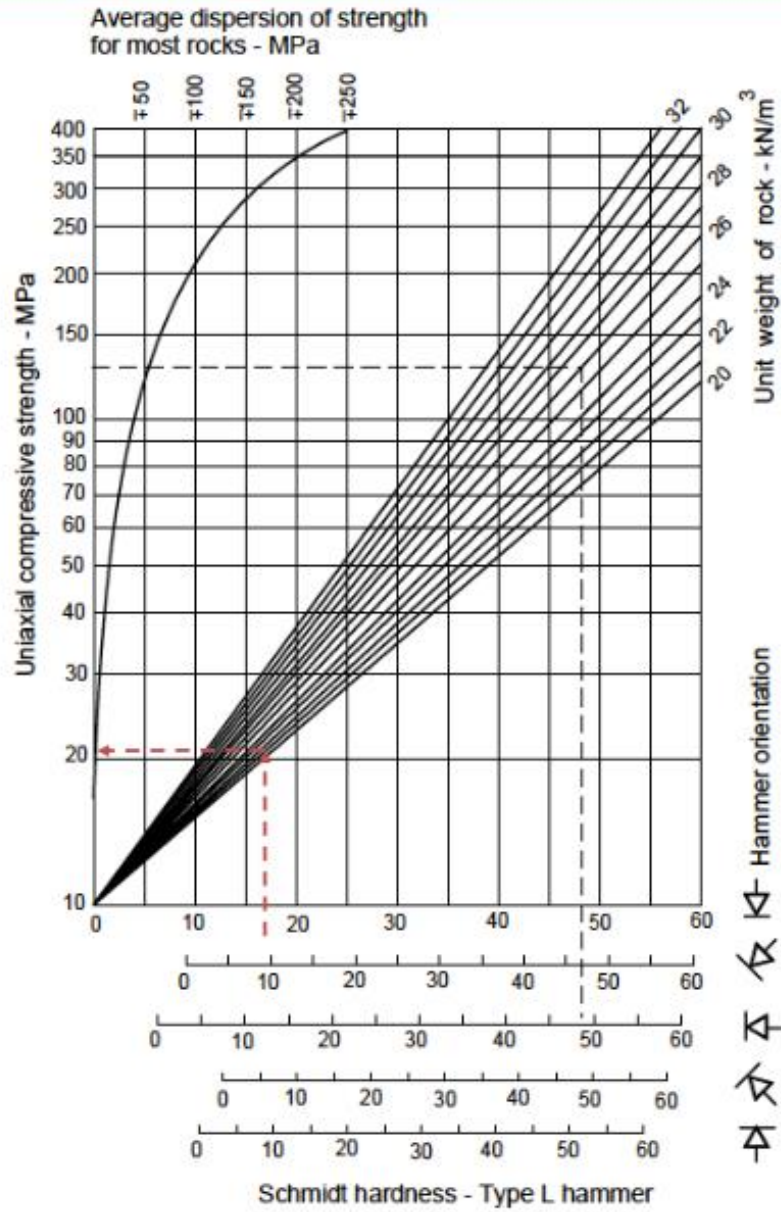


Figura 5. Estimación de la resistencia a la compresión de la roca a partir del martillo Schmidt.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geoteccingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

## 15. Interacciones con edificios próximos

La existencia de edificaciones colindantes a la zona de proyecto, podrían tener alguna afectación durante los trabajos de excavación de las fundaciones de la estructura, se evitará afectar directamente las fundaciones o provocar movimientos de las fundaciones de muros o zapatas de tales edificaciones.

## 16. Parámetros de cálculo para estructuras de contención

El proyecto no contempla la ejecución de sótanos que requieran el diseño y construcción de estructuras de contención.

## 17. Excavaciones

El terreno es fácilmente ripable hasta la cota de fundación con retroexcavadora pero se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La terminación de la excavación en el fondo y las paredes de las estructuras de contención, debe tener lugar inmediatamente antes de la colocación de la carpeta de nivelación, sea cual sea la naturaleza del terreno. Especialmente se tendrá en cuenta en terrenos arcillosos (UGT-01).
- La excavación debe hacerse cuidadosamente para que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima inevitable.
- Una vez hecha la excavación hasta la profundidad necesaria de proyecto y antes de constituir la carpeta de nivelación, se nivelará bien el fondo para que la superficie tenga la terminación adecuada, se limpiará y apisonará ligeramente.
- En el caso de excavaciones para cimentaciones a diferentes niveles, la ejecución de los trabajos debe hacerse de modo que se evite todo deslizamiento de las tierras comprendidas entre los dos niveles distintos.
- Cuando se realice una excavación no entibada y se utilice la técnica de bataches, se dejará en la parte superior de la excavación una berma horizontal libre de ancho no menor a 1.0m a lo largo de toda la excavación colindante con todas las estructuras, esta berma no podrá estar sometidas a cargas que afecten su estabilidad.

## 18. Conclusiones

Se realizaron los ensayos SPT, según la norma ASTM 1586, obteniendo muestras para su posterior clasificación en laboratorio, la profundidad de los 3 sondeos fue de 2,0m, alcanzando rechazo a la penetración en todos los sondeos, debido a la presencia de



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

fragmentos de roca, habiéndose completado la exploración geotécnica con trabajos de campo, que permitieron obtener la clasificación del macizo rocoso.

No se realizaron ensayos de deformabilidad del terreno (e.g. ensayo edométrico).

Se identificaron las unidades geotécnicas de las que se compone el terreno de proyecto, el cual, está formado por arenas arcillosas SC, arcillas arenosas CL, y la existencia de roca lutita.

Se realizó la caracterización del macizo rocoso, con la finalidad de obtener la clasificación RMR, correspondiente a la zona de proyecto.

Se calculó la capacidad portante segura para diferentes configuraciones de la fundación y distintos niveles de fundación, por métodos analíticos, según la CTE (Cimentaciones). Se consideró el uso de fundaciones aisladas como sistema de apoyo de la estructura.

En la profundidad alcanzada durante la ejecución de trabajos de campo, no se detectó la presencia de nivel freático.

Dependiendo de la estructuración de la estructura, a fin de evitar asentamientos diferenciales excesivos, se considerará el empleo de vigas de equilibrio, en al menos una dirección para columnas interiores y zapatas corridas para estructuras de contención o columnas exteriores, este sistema permitirá reducir los efectos de la excentricidad de las cargas de la estructura.

Cualquier irregularidad detectada durante la ejecución de del proyecto no identificada en los ensayos de campo o en los ensayos de laboratorio del presente informe, deberá realizarse una complementación del estudio para evaluar su posible repercusión en la construcción.

## 19. Bibliografía

- ASTM D 1586 "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils"
- ASTM D 6913 "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils"
- ASTM D 4318 "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils"
- ASTM D 2487 "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)"



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

- 
- American Society for Testing Materials (2012) "Annual book of ASTM Standards", Filadelfia, USA, Vol. 04.08 y 04.09.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

---

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR"**

---

**ANEXO A: Ubicación de los ensayos**

---

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA



Anexo A-1. Ubicación del proyecto. Zona Ckara Puncu.

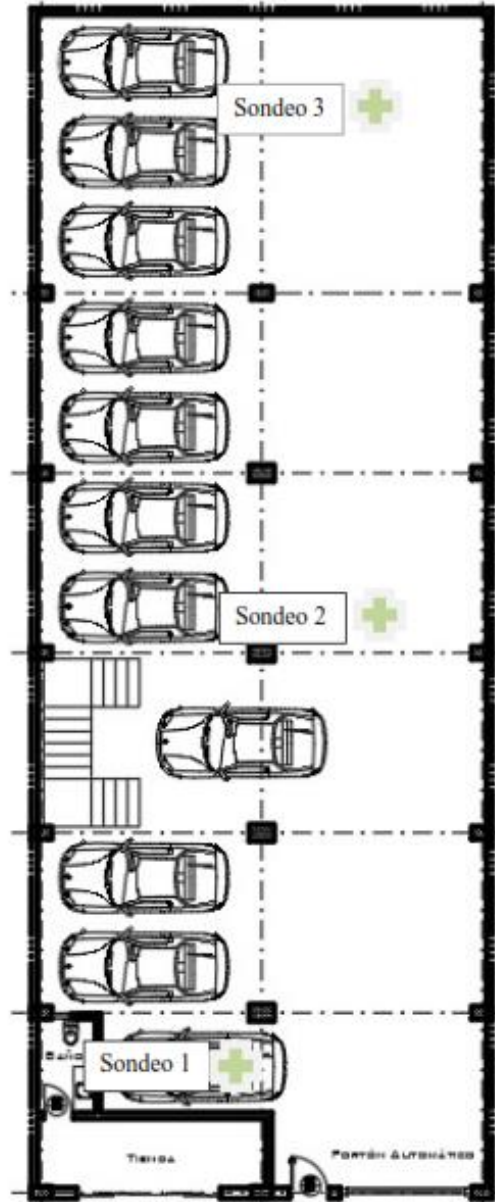
Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA



Anexo A-2. Ubicación de los sondeos SPT.

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

---

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR"**

---

**ANEXO B: CLASIFICACIÓN DE SUELO y  
PERFILES S.P.T**

---

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



**GEOTECC  
INGENIEROS**

**INFORME GEOTECNICO S.P.T.**

**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

REVISION: 0

ASTM D 1586 - 99

**PROYECTO:** CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"

**UBICACION:** Zona Clara Punku - Sucre **NRO. DE PROYECTO:** 1218SPT - GI - 06 **FECHA:** 02-06-23

**SECTOR:** Ingreso terreno **Nivel:** 2793 m.s.n.m. **Coordenadas:** -19.019576, -65.288664  
**SONDEO:** 1 **Profundidad:** 2.0m

Prof. (m.)	Perfil Geol.	Descripción Litológica del material	% w nat.	GRANULOMETRIA			L. ATTERBERG		Clasif. Suelos SUCS ASTM D 2487	Peso unitario saturado (kN/m <sup>3</sup> )	Resistencia al esfuerzo cortante	Gráfica		Prof. (m.)	Penetración normal	
				% Grava	% Arena	% Finos	LL L.P.	I.P.				N60 vs. Prof.	% w vs. Prof.		"Campo" No. de golpes	"N60" - "N60"
0.00	[Hatched pattern]	Arena arcillosa	3.93	6.42	45.88	47.69	31.3 21.61	9.69	SC	19.0	121.3		0.00	23-21-26 47	30.2	
1.00		Arcilla de meda plasticidad arenosa	4.22	15.70	28.37	55.93	32.1 20.63	11.47	CL	20.0	159.8		1.00	21-30-32 62	39.8	
2.00	[Rock pattern]	Fragmentos de roca	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.00	--	--	Rechazo	
3.00												3.00				
4.00												4.00				
5.00												5.00				
6.00												6.00				
7.00												7.00				





## GEOTEC INGENIEROS LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DE OBRA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
UBICACIÓN:	Zona Ckara Punku - Sucre
N/REF:	1218SPT-GI-06
FECHA:	S - 02 - VI - 23
DATOS DEL CLIENTE	
CLIENTE:	Sr. Alexander Torres Alegría

DATOS DE LA MUESTRA	
Nº DE MUESTRA:	01
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
OBTENCIÓN:	SPT - 1
PROCEDENCIA:	Sondeo 1, obtenida a 0.55m

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO ASTM D 2216-98	
Humedad (%):	5.95

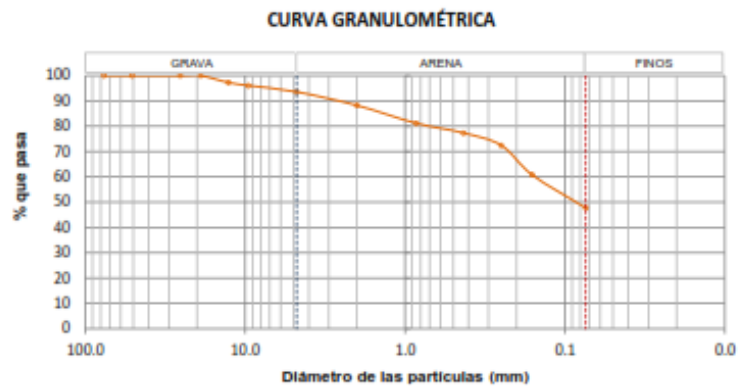
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422														
TAMIZ	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200	+Nº200
φ (mm)	76.2	50.8	25.4	19.0	12.7	9.5	4.75	2.00	0.85	0.43	0.25	0.16	0.074	
Pasa (%)	100.00	100.00	100.00	100.00	97.29	96.07	93.58	88.26	81.20	77.35	72.47	60.77	47.69	

**Distribución granulométrica s/ASTM D 2487-00**

BLOQUES % (más de 75mm):	0.00
GRAVAS % (de 4.75 a 75mm):	6.42
ARENAS % (de 4.75 a 74μm):	45.88
FINOS % (menos de 74μm):	47.69

D <sub>50</sub> (mm):	0.16	C <sub>u</sub> :	--
D <sub>30</sub> (mm):	--	C <sub>c</sub> :	--
D <sub>10</sub> (mm):	--		

Observaciones.-



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318-00	
LÍMITE LÍQUIDO L.L. (%):	31.3
LÍMITE PLÁSTICO L.P. (%):	21.61
ÍNDICE DE PLASTICIDAD I.P. (%):	9.69

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
S.U.C.S.:	SC
A.A.S.H.T.O.:	A - 4 (2)
ARENA ARCILLOSA	

Ing. Luis Alberto Sandi V.  
R.N.I. 21759  
Gerente Técnico  
**GEOTEC INGENIEROS**

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
geotecingenieros@yahoo.com



## GEOTEC INGENIEROS LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DE OBRA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
UBICACIÓN:	Zona Ckara Punku - Sucre
N/REF:	1218SPT-GI-06
FECHA:	S - 02 - VI - 23
DATOS DEL CLIENTE	
CLIENTE:	Sr. Alexander Torres Alegría

DATOS DE LA MUESTRA	
Nº DE MUESTRA:	02
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
OBTENCIÓN:	SPT - 2
PROCEDENCIA:	Sondeo 1, obtenida a 1.35m

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO ASTM D 2216-98	
Humedad (%):	4.22

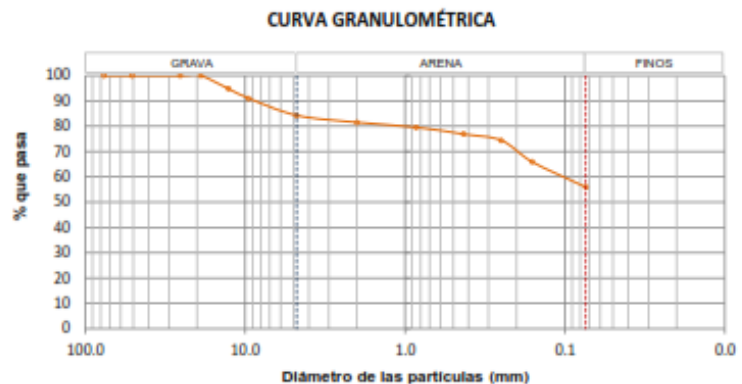
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422														
TAMIZ	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200	+Nº200
φ (mm)	76.2	50.8	25.4	19.0	12.7	9.5	4.75	2.00	0.85	0.43	0.25	0.10	0.074	
Pasa (%)	100.00	100.00	100.00	100.00	94.86	91.06	84.30	81.54	79.57	76.88	74.44	65.92	55.93	

### Distribución granulométrica s/ASTM D 2487-00

BLOQUES % (más de 75mm):	0.00
GRAVAS % (de 4.75 a 75mm):	15.70
ARENAS % (de 4.75 a 74μm):	26.37
FINOS % (menos de 74μm):	55.93

D <sub>50</sub> (mm):	0.09	C <sub>u</sub> :	--
D <sub>30</sub> (mm):	--	C <sub>c</sub> :	--
D <sub>10</sub> (mm):	--		

Observaciones.-



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318-00	
LÍMITE LÍQUIDO L.L. (%):	32.1
LÍMITE PLÁSTICO L.P. (%):	20.63
ÍNDICE DE PLASTICIDAD I.P. (%):	11.47

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
S.U.C.S.:	CL
A.A.S.H.T.O.:	A - 6 (4)
ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA	

Ing. Luis Alberto Sandi V.  
R.N.I. 21759  
Gerente Técnico  
**GEOTEC INGENIEROS**

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
geotecingenieros@yahoo.com



**GEOTECC  
INGENIEROS**

**INFORME GEOTECNICO S.P.T.**

**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

REVISION: 0

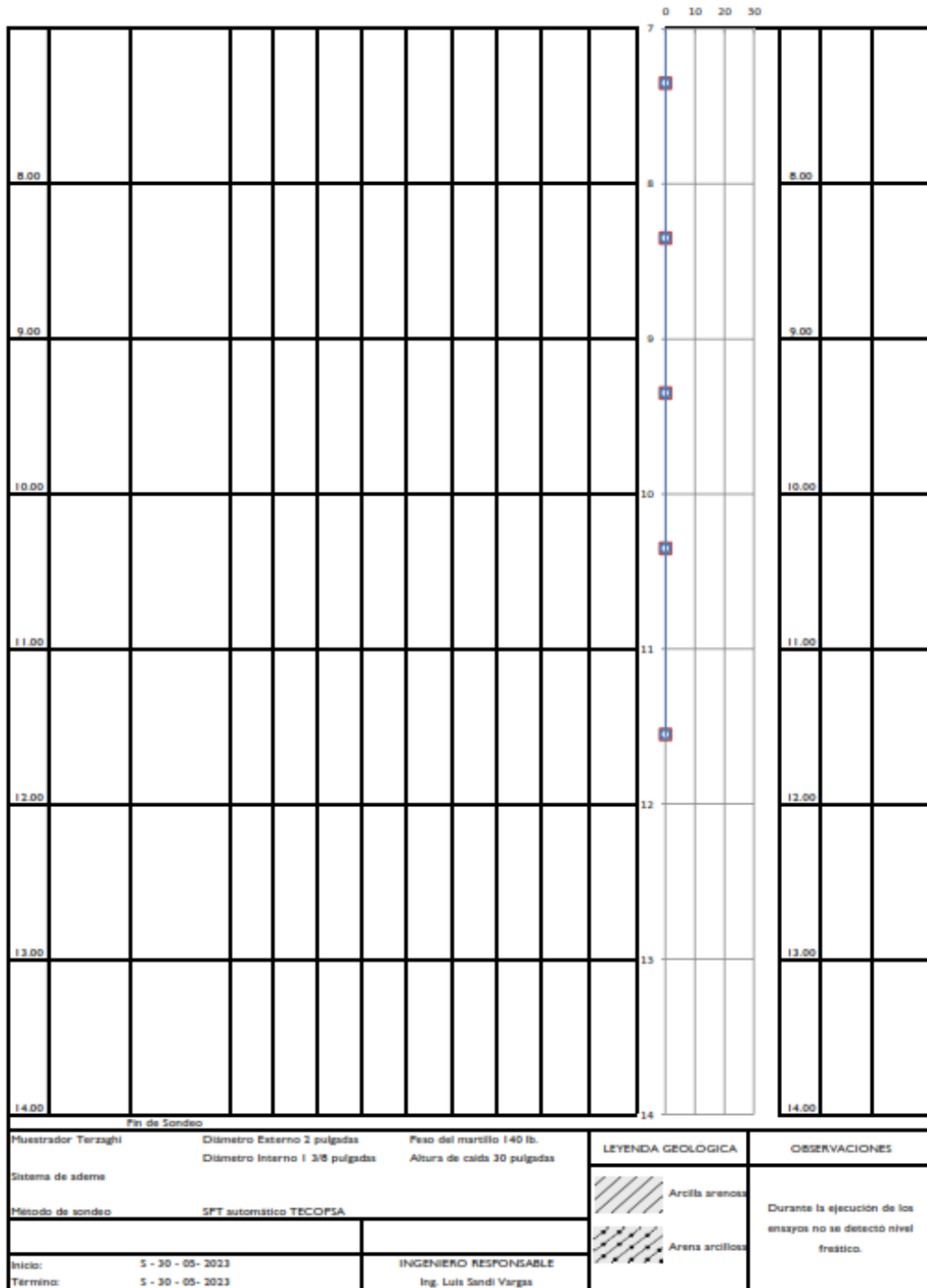
ASTM D 1586 - 99

**PROYECTO** CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"

**UBICACION** Zona Clara Punku - Sucre **NRO. DE PROYECTO** 1218SPT - GI - 06 **FECHA** 02-06-23

**SECTOR:** Centro del terreno **Nivel:** 2793 m.s.n.m. **Coordenadas:** -19.019498, -65.288685  
**SONDEO:** 2 **Profundidad:** 2.0m

Prof. (m.)	Perfil Geol.	Descripción Litológica del material	% w nat.	GRANULOMETRIA			L. ATTERBERG		Clasif. Suelos SUCS ASTM D 2487	Peso unitario saturado (kN/m <sup>3</sup> )	Resistencia al esfuerzo cortante	Gráfica		Prof. (m.)	Penetración normal	
				% Grava	% Arena	% Finos	LL L.P.	IP.				N60 vs. Prof.	% w vs. Prof.		"Ncampo" No. de golpes	"N60" "N60"
0.00		Arcilla de media plasticidad arenosa	4.60	10.99	38.49	30.53	30.8 20.72	10.08	SC	19.9	154.7		0.00	31-32-28 60	38.5	
1.00		Fragmentos de roca	---	---	---	---	---	---	---	---	---		1.00	29-Rch. 3cm	---	
2.00													2.00			
3.00													3.00			
4.00													4.00			
5.00													5.00			
6.00													6.00			
7.00													7.00			





## GEOTEC INGENIEROS LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DE OBRA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
UBICACIÓN:	Zona Ckara Puncu - Sucre
N/REF:	1218SPT-GI-06
FECHA:	S - 02 - VI - 23
DATOS DEL CLIENTE	
CLIENTE:	Sr. Alexander Torres Alegría

DATOS DE LA MUESTRA	
Nº DE MUESTRA:	01
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
OBTENCIÓN:	SPT - 1
PROCEDENCIA:	Sondeo 2, obtenida a 0.55m

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO ASTM D 2216-98	
Humedad (%):	4.60

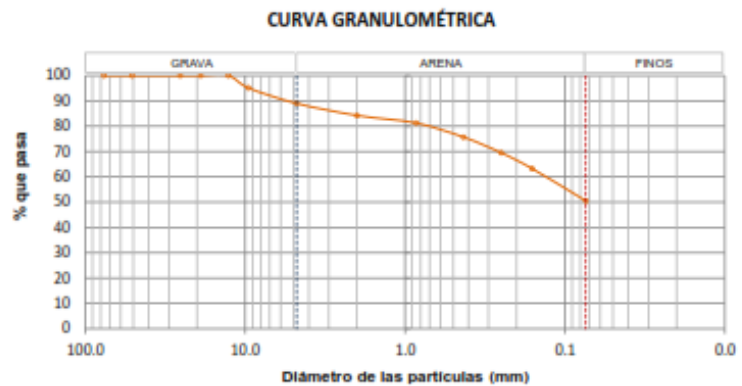
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422														
TAMIZ	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200	+Nº200
φ (mm)	76.2	50.8	25.4	19.0	12.7	9.5	4.75	2.00	0.85	0.43	0.25	0.10	0.074	
Pasa (%)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	95.12	89.01	84.30	81.24	75.69	69.52	63.24	50.53	

**Distribución granulométrica s/ASTM D 2487-00**

BLOQUES % (más de 75mm):	0.00
GRAVAS % (de 4.75 a 75mm):	10.99
ARENAS % (de 4.75 a 74µm):	38.49
FINOS % (menos de 74µm):	50.53

D <sub>50</sub> (mm):	0.09	C <sub>u</sub> :	--
D <sub>30</sub> (mm):	--	C <sub>c</sub> :	--
D <sub>10</sub> (mm):	--		

Observaciones.-



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318-00	
LÍMITE LÍQUIDO L.L. (%):	30.8
LÍMITE PLÁSTICO L.P. (%):	20.72
ÍNDICE DE PLASTICIDAD I.P. (%):	10.08

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
S.U.C.S.:	CL
A.A.S.H.T.O.:	A - 4 (2)
ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA	

Ing. Luis Alberto Sandi V.  
R.N.I. 21759  
Gerente Técnico  
**GEOTEC INGENIEROS**

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
geotecingenieros@yahoo.com



**GEOTECC  
INGENIEROS**

**INFORME GEOTECNICO S.P.T.**

**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

REVISION: 0

ASTM D 1586 - 99

**PROYECTO:** CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"

**UBICACION:** Zona Clara Puncu - Sucre **NRO. DE PROYECTO:** 1218SPT - GI - 06 **FECHA:** 02-06-23

**SECTOR:** Posterior terreno **Nivel:** 2793 m.s.n.m. **Coordenadas:** -19.019426, -65.288706  
**SONDEO:** 3 **Profundidad:** 2.0m

Prof. (m.)	Perfil Geol.	Descripción Litológica del material	% w nat.	GRANULOMETRIA			L. ATTERBERG		Clasif. Suelos SUCS ASTM D 2487	Peso unitario saturado (kN/m <sup>3</sup> )	Resistencia al esfuerzo cortante	Gráfica		Prof. (m.)	Penetración normal	
				% Grava	% Arena	% Finos	LL L.P.	IP.				N60 vs. Prof.	% w vs. Prof.		"Ncampo" No. de golpes	"N100" - "N60"
0.00	[Hatched pattern]	Arena arcillosa	8.79	7.70	48.17	44.13	32.4 22.49	9.91	SC	18.5	100.3		0.00	19-20-19 39	25.0	
1.00		Arcilla de meda plasticidad arenosa	3.02	8.56	34.82	56.63	31.5 30.27	11.23	CL	18.9	116.0		1.00	25-23-22 45	28.9	
2.00	[Stippled pattern]	Fragmentos de roca	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.00	--	--	Rechazo	
3.00												3.00				
4.00												4.00				
5.00												5.00				
6.00												6.00				
7.00												7.00				





## GEOTEC INGENIEROS LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DE OBRA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
UBICACIÓN:	Zona Ckara Punku - Sucre
N/REF:	1218SPT-GI-06
FECHA:	S - 02 - VI - 23

DATOS DEL CLIENTE	
CLIENTE:	Sr. Alexander Torres Alegría

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO ASTM D 2216-98	
Humedad (%):	5.79

DATOS DE LA MUESTRA	
Nº DE MUESTRA:	01
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
OBTENCIÓN:	SPT - 1
PROCEDENCIA:	Sondeo 3, obtenida a 0.55m

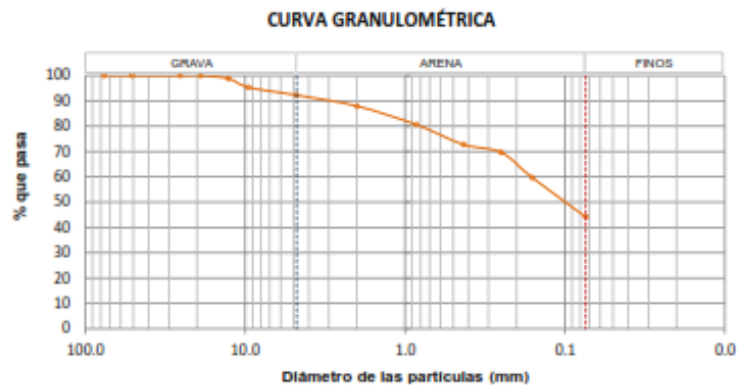
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422														
TAMIZ	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200	+Nº200
φ (mm)	76.2	50.8	25.4	19.0	12.7	9.5	4.75	2.00	0.85	0.43	0.25	0.16	0.074	
Pasa (%)	100.00	100.00	100.00	100.00	95.85	95.34	92.30	85.00	80.62	72.77	69.68	59.72	44.13	

**Distribución granulométrica s/ASTM D 2487-00**

BLOQUES % (más de 75mm):	0.00
GRAVAS % (de 4.75 a 75mm):	7.70
ARENAS % (de 4.75 a 74µm):	45.17
FINOS % (menos de 74µm):	44.13

D <sub>50</sub> (mm):	0.16	C <sub>u</sub> :	--
D <sub>30</sub> (mm):	--	C <sub>c</sub> :	--
D <sub>10</sub> (mm):	--		

Observaciones.-



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318-00	
LÍMITE LÍQUIDO L.L. (%):	32.4
LÍMITE PLÁSTICO L.P. (%):	22.49
ÍNDICE DE PLASTICIDAD I.P. (%):	9.91

CLASIFICACIÓN DE SUELOS			
S.U.C.S.:	SC	A.A.S.H.T.O.:	A - 4 (2)
ARENA ARCILLOSA			

Ing. Luis Alberto Sandi V.  
R.N.I. 21759  
Gerente Técnico  
**GEOTEC INGENIEROS**

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
geotecingenieros@yahoo.com



## GEOTEC INGENIEROS LABORATORIO DE SUELOS

DATOS DE OBRA	
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
UBICACIÓN:	Zona Ckara Puncu - Sucre
N/REF:	1218SPT-GI-06
FECHA:	S - 02 - VI - 23
DATOS DEL CLIENTE	
CLIENTE:	Sr. Alexander Torres Alegria

DATOS DE LA MUESTRA	
Nº DE MUESTRA:	02
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
OBTENCIÓN:	SPT - 2
PROCEDENCIA:	Sondeo 3, obtenida a 1.35m

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO ASTM D 2216-98	
Humedad (%):	5.02

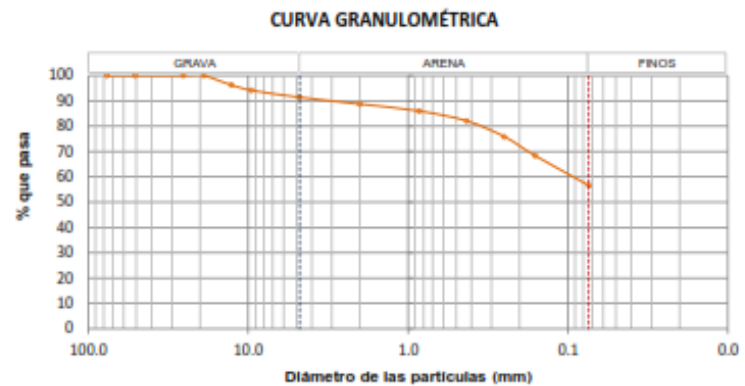
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422														
TAMIZ	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200	+Nº200
φ (mm)	76.2	50.8	25.4	19.0	12.7	9.5	4.75	2.00	0.85	0.43	0.25	0.10	0.074	
Pasa (%)	100.00	100.00	100.00	100.00	96.30	94.19	91.44	86.77	86.03	82.13	75.91	66.37	56.63	

**Distribución granulométrica s/ASTM D 2487-00**

BLOQUES % (más de 75mm):	0.00
GRAVAS % (de 4.75 a 75mm):	8.56
ARENAS % (de 4.75 a 74µm):	34.82
FINOS % (menos de 74µm):	56.63

D <sub>50</sub> (mm):	0.08	C <sub>u</sub> :	--
D <sub>30</sub> (mm):	--	C <sub>c</sub> :	--
D <sub>10</sub> (mm):	--		

Observaciones.-



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318-00	
LÍMITE LÍQUIDO L.L. (%):	31.5
LÍMITE PLÁSTICO L.P. (%):	20.27
ÍNDICE DE PLASTICIDAD I.P. (%):	11.23

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
S.U.C.S.:	CL
A.A.S.H.T.O.:	A - 6 (4)
ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA	

Ing. Luis Alberto Sandi V.  
R.N.I. 21759  
Gerente Técnico  
**GEOTEC INGENIEROS**

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

---

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR"**

---

**ANEXO C: Clasificación RMR**

---

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTEC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

PARAMETER		Range of values // ratings								
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred			
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa	
		<b>RATING</b>	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%			
		<b>RATING</b>	20	17	13	8	5			
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
		<b>RATING</b>	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
			<b>Rating</b>	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
			<b>Rating</b>	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided			
			<b>Rating</b>	6	5	3	1	0		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling				
	<b>Rating</b>	6	4	2	2	0				
	Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
	<b>Rating</b>	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min			
			$p_w / \sigma_1$	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
			General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
			<b>RATING</b>	15	10	7	4	0		

$p_w$  = joint water pressure;  $\sigma_1$  = major principal stress

## B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	2	-5	-10	-12
	Foundations	0	2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

## C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

## D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

Call: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

---

---

**PROYECTO: CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR"**

---

**ANEXO D: Reporte fotográfico**

---

Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geotecingenieros@yahoo.com



# GEOTECC INGENIEROS

CONSULTORA GEOTÉCNICA

## CONSTRUCCIÓN "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"



Calle: Miguel Ángel Valda # 100  
Edificio San Miguel

Teléfono: 67600607 / 70332040  
e-mail: geoteccingenieros@yahoo.com