

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN
PROGRAMA DE MAESTRÍA EN
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN



EVALUACIÓN ECONÓMICA DE EDIFICIO EN LA CIUDAD DE
CULIACÁN, SINALOA, UTILIZANDO DOS SISTEMAS
CONSTRUCTIVOS: CONCRETO REFORZADO Y ACERO
ESTRUCTURAL.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PRESENTA:
ING. KEVIN JOSÉ DANIEL SANDOVAL VALDEZ

DIRECTOR DE TESIS
DR. JUAN BOJÓRQUEZ MORA

CO-DIRECTOR DE TESIS
DR. EDÉN BOJÓRQUEZ MORA

CULIACÁN DE ROSALES, SINALOA, NOVIEMBRE DE 2020.



UAS- Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial-Compartir Igual, 4.0 Internacional.

Agradecimientos

A mis padres Margarita y José A.

Siendo ustedes mi más grande inspiración, quienes me hacen ser cada día mejor. Gracias por el aliento para lograr mis propósitos, por la sabiduría de sus consejos, por el esfuerzo y sacrificio brindado para lograr ser quien hoy soy, y por el amor incondicional que he recibido a lo largo de mi vida.

Eternamente agradecido.

José.

Resumen.

Este documento compara por evaluaciones económicas dos sistemas constructivos para un edificio: concreto reforzado y acero estructural. El diseño estructural del edificio se elaboró por desempeño sísmico aplicando el método modal espectral, haciendo uso de los softwares PRODISIS y ETABS.

Se estimaron los costos de construcción para ambas alternativas y se realizó una evaluación económica. Se determinaron los periodos de recuperación, valores anuales equivalentes y valores presentes netos del proyecto, además se obtuvo la tasa interna de retorno de cada alternativa. Concluyendo que la alternativa de concreto reforzado resulta económicamente más rentable y con menos riesgos.

Palabras clave.

Comparativa, concreto reforzado, acero, evaluación económica.

Abstract

This document compares by economic assessments two construction systems for a building: reinforced concrete and steel structural. The structural design of the building was developed by seismic performance using the spectral modal method, making use of PRODISIS and ETABS software.

Construction costs were estimated for both alternatives and an economic assessment was carried out. The recovering periods, equivalent annual values and net present values of the project were determined, and the internal rate of return of each alternative was obtained. Concluding that the reinforced concrete alternative is economically more cost-effective and with fewer risks.

Keywords

Comparative, reinforced concrete, steel, economic assessment.

Índice general

1.	Introducción.	1
1.1.	Presentación.	1
1.2.	Análisis situacional.	2
1.3.	Definición del problema seleccionado.	3
2.	Fundamento teórico.	3
2.1.	Marco histórico y contextual.	3
2.2.	Estado del arte.	4
2.3.	Marco teórico.	6
2.4.	Marco legal.	16
3.	Proyecto de intervención.	16
3.1.	Objetivo general.	16
3.2.	Objetivos específicos.	16
3.3.	Justificación.	17
3.4.	Metodología.	17
3.4.1.	Descripción general del proyecto.	17
3.4.2.	Datos geotécnicos del predio.	17
3.4.3.	Proyecto arquitectónico.	18
3.4.4.	Diseño estructural.	18
3.4.5.	Evaluación de costos.	18
3.4.6.	Comparación.	18
3.5.	Análisis de resultados.	18
3.5.1.	Descripción general del proyecto.	18
3.5.1.1.	Ubicación del predio.	19
3.5.2.	Datos geotécnicos del suelo.	19
3.5.3.	Proyecto arquitectónico.	23
3.5.3.1.	Disposiciones generales del proyecto.	29
3.5.3.1.1.	Requerimientos del proyecto arquitectónico.	30
3.5.3.1.2.	Requerimientos de higiene, servicios y acondicionamiento ambiental.	32
3.5.3.1.3.	Circulación y comunicación.	34
3.5.4.	Diseño estructural del edificio.	36
3.5.4.1.	Clasificación de construcción y, códigos y manuales permisibles para el diseño estructural de construcciones.	36
3.5.4.2.	Análisis de cargas.	38

3.5.4.2.1.	Cargas permanentes.	38
3.5.4.2.2.	Cargas variables.	41
3.5.4.2.3.	Cargas accidentales.	43
3.5.4.2.3.1.	Análisis sísmico.....	43
3.5.4.3.	Materiales.....	49
3.5.4.3.1.	Materiales propuestos para el diseño de la estructura.	50
3.5.4.4.	Modelo matemático.....	50
3.5.4.5.	Elaboración de modelo matemático.	50
3.5.4.5.1.	Crear nuevo modelo y retícula dimensional.....	51
3.5.4.5.2.	Definición de materiales.	53
3.5.4.5.3.	Definición de secciones.....	58
3.5.4.5.4.	Trazo de geométrico de la estructura.	63
3.5.4.5.5.	Definir de estados de carga.	67
3.5.4.5.6.	Combinaciones de diseño.....	72
3.5.4.5.7.	Aplicación de cargas.	75
3.5.4.6.	Diseño de concreto reforzado.....	78
3.5.4.6.1.	Respuesta del modelo.....	78
3.5.4.6.1.1.	Revisión de participación de masas.....	79
3.5.4.6.1.2.	Obtención de periodos de desplazamientos.....	79
3.5.4.6.1.3.	Revisión de cortante basal.	80
3.5.4.6.1.4.	Revisión de distorsiones.	81
3.5.4.6.2.	Diseño de elementos estructurales.	82
3.5.4.6.2.1.	Diseño de elementos estructurales con ETABS.	87
3.5.4.6.2.2.	Diseño de columna.	87
3.5.4.6.2.3.	Diseño de viga.....	90
3.5.4.6.3.	Verificación del diseño (tradicional).....	93
3.5.4.6.3.1.	Diseño de columna.	93
3.5.4.6.3.2.	Diseño de viga.	94
3.5.4.6.3.3.	Diseño de losa.	96
3.5.4.6.3.4.	Diseño de contratrabe.....	97
3.5.4.6.3.5.	Diseño de zapata.....	98
3.5.4.6.3.6.	Diseño de pila.....	99
3.5.4.6.3.7.	Diseño de escalera.....	100
3.5.4.7.	Diseño en acero estructural	102
3.5.4.7.1.	Respuesta del modelo.....	102

3.5.4.7.1.1.	Revisión de participación de masas.....	102
3.5.4.7.1.2.	Obtención de periodos de desplazamientos.....	103
3.5.4.7.1.3.	Revisión de cortante basal.....	103
3.5.4.7.1.4.	Revisión de distorsiones.....	105
3.5.4.7.2.	Diseño de elementos estructurales.....	105
3.5.4.7.2.1.	Diseño de elementos estructurales con ETABS.....	110
3.5.4.7.2.1.1.	Diseño de columna.....	110
3.5.4.7.2.1.2.	Diseño de viga.....	113
3.5.4.7.3.	Verificación del diseño (tradicional).....	116
3.5.4.7.3.1.	Diseño de columna.....	116
3.5.4.7.3.2.	Diseño viga.....	120
3.5.4.7.3.3.	Diseño viga secundaria.....	121
3.5.4.7.3.4.	Diseño de losacero.....	122
3.5.4.7.3.5.	Diseño de contratrabe.....	123
3.5.4.7.3.6.	Diseño de zapata.....	124
3.5.4.7.3.7.	Diseño de pila.....	125
3.5.4.7.3.8.	Diseño de escalera.....	126
3.5.4.8.	Comparación estructural.....	127
3.5.4.8.1.	Periodos de desplazamientos.....	127
3.5.4.8.2.	Peso de las estructuras.....	128
3.5.4.8.3.	Desplazamiento lateral y distorsiones.....	129
3.5.5.	Costos de construcción.....	131
3.5.5.1.	Volúmenes de materiales para ambos sistemas constructivos.....	131
3.5.5.2.	Cronograma de actividades de sistemas constructivos.....	134
3.5.5.3.	Costo de las actividades.....	137
3.5.6.	Evaluación económica (comparación de sistemas constructivos).....	145
3.5.6.1.	Crédito financiero.....	145
3.5.6.2.	Precio de edificación y programa de ventas.....	148
3.5.6.3.	Estado de resultados proyectado.....	149
3.5.6.4.	Evaluación financiera de sistemas constructivos.....	155
3.5.6.4.1.	Periodo de recuperación (P.R.).....	155
3.5.6.4.2.	Valor anual equivalente (VAE).....	155
3.5.6.4.3.	Valor presente neto (VPN).....	156
3.5.6.4.4.	Tasa interna de retorno (TIR).....	157
3.5.7.	Análisis de sensibilidad.....	158

4.	Estrategias de implementación.....	164
4.1.	Plan de acción.....	164
4.2.	Estrategias usadas para presentar y persuadir a los involucrados en el proyecto.....	164
5.	Administración del proyecto.....	165
5.1.	Cronograma de actividades.....	165
5.2.	Recursos.....	166
6.	Conclusiones y recomendaciones.....	167
6.1.	Conclusiones.....	167
6.2.	Recomendaciones.....	168
	Referencias documentales.....	169
	Bibliografía complementaria.....	170

Índice de figuras

Figura 1. Elementos sujetos a compresión.	6
Figura 2. Elemento sujeto a flexión.....	7
Figura 3. Tipos de losas.....	8
Figura 4. Elementos de un sistema de marco rígido.....	8
Figura 5. Tipos de marcos.	9
Figura 6. Sistema de referencia global.	13
Figura 7. Identificación de extremos de barra.	13
Figura 8. Nodo <i>i</i> de cualquier estructura.	13
Figura 9. Barra sujeta a cargas en sus extremos.	14
Figura 10. Componentes del vector de desplazamiento.	15
Figura 11. Componentes del vector de cargas.....	15
Figura 12. Ubicación del predio.	19
Figura 13. Proyección del predio y acceso.	23
Figura 14. Arquitectónico - planta baja (comercios).....	24
Figura 15. Arquitectónico - nivel 1-4.	25
Figura 16. Arquitectónico – planta azotea.....	26
Figura 17. Arquitectónico - vista en elevación.....	27
Figura 18. Arquitectónico - vista en elevación.....	28
Figura 19. Arquitectónico - vista en elevación.....	29
Figura 20. Entortado en azotea.	40
Figura 21. Programa computacional PRODISIS.....	46
Figura 22. Botón para colocar nueva ubicación.	46
Figura 23. Ingreso de coordenadas en longitud y latitud.....	47
Figura 24. Características generales de la ubicación.....	47
Figura 25. Gráfico de espectro de diseño.	48
Figura 26. Botón "Ver Datos" (periodo de respuesta y amortiguamiento).	48
Figura 27. Tabla de periodo y amortiguamiento correspondiente al gráfico.	49
Figura 28. Ventana de configuración de unidades, códigos y base de datos de perfiles de acero.....	51
Figura 29. Menú generar para edición de Grids.	52
Figura 30. Edición de líneas guías en planta.	52
Figura 31. Edición de elevaciones de los entrespisos.	53
Figura 32. Definición material tipo concreto.....	54
Figura 33. Definición de acero A992 Gr. 50.	56
Figura 34. Definición de material mampostería.	57
Figura 35. Definición de materiales y dimensiones.	59
Figura 36. Definición de sección columna, refuerzo longitudinal y transversal.	59
Figura 37. Definición de sección de acero.	60
Figura 38. Ejemplo de definición de losa nervada.	61
Figura 39. Ejemplo de definición de losacero.	62
Figura 40. Ejemplo de definición de muro.	63

Figura 41. Trazo de trabes.	63
Figura 42. Trazo y configuración de viga secundaria.	64
Figura 43. Asignación de grados de libertad en elementos barra.	64
Figura 44. Trazo de columna con visualización en elevación.	65
Figura 45. Trazo de losas por medio de vista en planta.	65
Figura 46. Trazo de muros por medio de vista 3D.	66
Figura 47. Asignación de condiciones de frontera en nodos.	66
Figura 48. Modelo matemático en vista 3D.	67
Figura 49. Definición de cargas.	68
Figura 50. Configuración de espectro de diseño obtenido desde archivo.	69
Figura 51. Espectro de diseño.	70
Figura 52. Configuración de acciones estáticas.	70
Figura 53. Configuración de acciones dinámicas.	71
Figura 54. Cargas estáticas y dinámicas del edificio en estudio.	72
Figura 55. Configuración de combinaciones de cargas.	74
Figura 56. Combinaciones de cargas establecidas por RCDF.	74
Figura 57. Aplicación de carga sobre elemento área.	75
Figura 58. Definición de diafragmas.	76
Figura 59. Configuración de diafragma rígido.	76
Figura 60. Diafragma rígido asignado a entrepiso.	77
Figura 61. Apartado de masas.	77
Figura 62. Configuración de masas.	78
Figura 63. Participación de masas - modelo de concreto reforzado.	79
Figura 64. Periodos de desplazamientos – modelo de concreto reforzado.	80
Figura 65. Reacciones en base de la estructura.	81
Figura 66. Peso total de la estructura a nivel desplante por carga muerta y viva.	81
Figura 67. Distorsión máxima.	82
Figura 68. Capacidad de elementos en eje A.	83
Figura 69. Capacidad de elementos en eje 2.	84
Figura 70. Refuerzo necesario en vigas – planta comercios.	85
Figura 71. Refuerzo necesario en vigas – planta habitacional 1.	86
Figura 72. Ubicación de columna C50-1 – planta comercios.	87
Figura 73. Ubicación de columna - elevación eje A.	88
Figura 74. Ubicación de viga V-30X70-T1 - planta de comercios.	90
Figura 75. Ubicación de viga V-30X70-T1 – vista en elevación sobre eje 8.	91
Figura 76. Participación de masas - modelo de acero estructural.	102
Figura 77. Periodos de desplazamientos – modelo de acero estructural.	103
Figura 78. Fuerzas cortantes en la base de la estructura.	104
Figura 79. Peso total de la estructura a nivel desplante por carga muerta y viva.	104
Figura 80. Distorsión máxima.	105
Figura 81. Capacidad de elementos en eje B.	106
Figura 82. Capacidad de elementos en eje D.	107
Figura 83. Capacidad de elementos en eje I.	108

Figura 84. Capacidad de elementos en planta habitacional 1.....	109
Figura 85. Ubicación de columna diseñada en planta.	110
Figura 86. Ubicación de columna diseñada en elevación.....	110
Figura 87. Ubicación de viga diseñada en planta.	113
Figura 88. Ubicación de viga diseñada en elevación.....	113
Figura 89. Gráfica de periodos de desplazamientos.	128
Figura 90. Pesos totales de las estructuras, en kg.	128
Figura 91. Desplazamientos máximos.....	129
Figura 92. Distorsiones máximas.	130
Figura 93. Análisis de sensibilidad - VAE - Periodos de financiamiento.	161
Figura 94. Análisis de sensibilidad - VPN - Periodos de financiamiento.	161
Figura 95. Análisis de sensibilidad - TIR - Periodos de financiamiento.....	162
Figura 96. Análisis de sensibilidad - VAE - Costos de construcción.....	162
Figura 97. Análisis de sensibilidad - VPN - Costos de construcción.....	163
Figura 98. Análisis de sensibilidad - TIR - Costos de construcción.	163

Índice de tablas

Tabla 1. Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones según la Normas Técnicas Complementarias (NTC), para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).	11
Tabla 2. Capacidad de carga admisible para cimentaciones superficiales.	21
Tabla 3. Capacidad de carga admisible en pilas por perforación previa, profundidad de 8 m, empotrada al menos 2.0 m en el estrato resistente.	22
Tabla 4. Género, subgénero y tipología de las edificaciones.	30
Tabla 5. Dimensiones de los espacios arquitectónicos.	30
Tabla 6. Área libre mínima de predio.	31
Tabla 7. Número mínimo de cajones de estacionamiento.	32
Tabla 8. Dosificación de agua potable.	32
Tabla 9. Muebles sanitarios.	33
Tabla 10. Parámetro de iluminación según la orientación, RCMC.	33
Tabla 11. Porcentaje de iluminación del proyecto arquitectónico.	33
Tabla 12. Ancho mínimo para puertas según su tipo.	34
Tabla 13. Anchos y alturas mínimas de corredores y pasillos.	34
Tabla 14. Ancho mínimo en escaleras.	35
Tabla 15. Consideraciones de diseño de escaleras	36
Tabla 16. Códigos y manuales vigentes permisibles para el diseño estructural.	37
Tabla 17. Cargas vivas unitarias, kg/m ²	42
Tabla 18. Especificaciones de losacero.	122
Tabla 19. Peso propio de losacero y claros máximos permisibles sin apuntalar,	122
Tabla 20. Programa de obra - Concreto reforzado.	135
Tabla 21. Programa de obra - Acero estructural.	136
Tabla 22. Costo etapa constructiva de concreto reforzado.	144
Tabla 23. Costo etapa constructiva de acero estructural.	144
Tabla 24. Pago de la deuda – Concreto reforzado.	147
Tabla 25. Pago de la deuda - Acero estructural.	148
Tabla 26. Programa de venta - Concreto reforzado.	149
Tabla 27. Programa de venta - Acero estructural.	149
Tabla 28. Proforma - Concreto reforzado.	151
Tabla 29. Proforma - Acero estructural.	153
Tabla 30. Análisis de sensibilidad variando la tasa de interés del crédito.	159
Tabla 31. Análisis de sensibilidad variando el periodo de financiamiento.	159
Tabla 32. Análisis de sensibilidad variando el costo de construcción.	160
Tabla 33. Análisis de sensibilidad variando el tiempo de ejecución.	160

1. Introducción.

1.1. Presentación.

Este proyecto de intervención evalúa en términos económicos cual sistema constructivo es el óptimo, de manera que se defina si construir con la alternativa de concreto reforzado resulta menos costoso ante la alternativa de acero estructural o viceversa.

En primer parte un proyecto de construcción debe definir sus características arquitectónicas, tales como el uso de la edificación, su geometría y otros aspectos que permitan al usuario habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, seguridad, comunicación, integración al contexto e imagen urbana, entre otros. De la misma manera, una edificación debe contar con seguridad estructural de tal manera que una construcción no sea solo habitable, si no que permita al usuario mantenerse a salvo aun sometiendo el edificio a condiciones externas como lo son fuertes corrientes de viento o altas vibraciones del suelo producidas por sismos. Estos aspectos arquitectónicos y estructurales se rigen mediante un reglamento de construcción, por lo que en esta investigación se siguieron las disposiciones establecidas en el Reglamento de Construcción del Municipio de Culiacán.

Este reglamento, a su vez, nos permite hacer uso de otros códigos, manuales y reglamentos de construcción en materia del diseño estructural. En este caso se auxilió de los siguientes manuales, códigos y reglamentos de construcción:

- Especificaciones para Construcciones en Acero del American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
- Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo, Comisión Federal de Electricidad (CFE), 2015.
- Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute (ACI), 2014.
- Reglamento de Construcciones para Distrito Federal (RCDF), 2017.

Todos los proyectos de construcción son distintos y están sujetos a muchas variables tales como: sistema constructivo, uso de la edificación, geometría, ubicación, condiciones del suelo, entre otros. Por lo que todas estas variables integran en sí, un costo parcial de un proyecto. Otra parte que integra el costo total de un proyecto consiste en el financiamiento y flujos de efectivo que resulten a lo largo del tiempo de ejecución o de vida al cual se somete un proyecto de construcción. Desmenuzando lo mencionado, parte del costo total de un proyecto de construcción se integra de manera general por el costo directo de los materiales, de mano de obra, equipo y maquinaria de construcción. Por otro lado, el costo total lo integra el financiamiento de un crédito adquirido para llevar a cabo toda la construcción, el cual varía según la tasa de intereses del crédito y el periodo de pago de la deuda adquirida al solicitar el crédito.

Entonces, el costo de una edificación se somete no solo al costo que este tiene por realizarse, si no al flujo de los ingresos y egresos que conlleva a lo largo de su ejecución. Por lo que

realizar la evaluación de proyectos de inversión, en este caso de la construcción de una edificación, permite definir la rentabilidad o factibilidad de que un proyecto resulte favorable o no, además, permite establecer que sistema constructivo resulta óptimo con argumentos económicos.

Este estudio, define por métodos económicos el periodo de recuperación de la inversión inicial, el valor anual equivalente y el valor presente neto de los proyectos, y la tasa interna de retorno. Los cuales especifican cualitativa y cuantitativamente la valuación de un proyecto de inversión. Además, modifica algunas variables para establecer un análisis de sensibilidad económica el cual nos estime distintos escenarios a los cual puede someterse cada alternativa.

1.2. Análisis situacional.

Con el paso de los años surgen nuevos sistemas constructivos, estos en su evolución, han sido cada vez más funcionales en distintos aspectos. Las destrezas que tiene cada sistema constructivo depende fijamente de los materiales que lo compongan, dándole el material(es), características tales como: velocidad de tiempo de ejecución, ligereza, ductilidad estructural, resistencia al fuego, aislación térmica, costo de ejecución, entre otros.

En la región los sistemas más comunes de construcción de edificios son los de acero o de concreto reforzado, cada uno con características diferentes, tanto en tiempos de ejecución como en propiedades que toma el edificio una vez construido. Si bien se sabe, el sistema constructivo con acero es rápido pero el material es más costoso, en cambio construir con concreto reforzado es más tardado pero el costo del material es relativamente menos elevado.

Ambos sistemas constructivos presentan distintas ventajas y desventajas, por lo cual someter el proyecto de un edificio de determinadas características (dimensionamiento, arquitectura, uso, etc.) a la comparación económica de dos distintos sistemas constructivos puede ser complejo, aun así, resulta benéfico saber cuál de los dos sistemas permite que se optimicen recursos de manera que económicamente se gaste menos para la realización de este.

La evaluación de un proyecto de la construcción de una edificación tiene por objeto conocer la rentabilidad económica, de manera que no solo resuelva si un proyecto puede resultar eficiente, seguro y rentable al momento de invertir en él, sino que además nos puede proporcionar la información necesaria para elegir la mejor alternativa que nos permita generar más recursos o utilizar menos recursos para un mismo fin.

Periódicamente se crean nuevas obras civiles, pues el crecimiento de las localidades se encuentran en constante crecimiento, y por intuición, se utilizan los sistemas constructivos comunes de la región. Sin embargo, es casi nulo el hecho de realizar una evaluación económica de las alternativas que existen para realizar un mismo proyecto de obra civil. Se tiene la tendencia de definir a grandes rasgos solo el costo directo de una edificación sin considerar el valor del dinero a través del tiempo que conllevan las inversiones.

1.3. Definición del problema seleccionado.

En gran cantidad de países, entre ellos México, el concreto reforzado y el acero estructural son de los sistemas constructivos más utilizados en los últimos siglos. Sin embargo, nunca se ha determinado en términos económicos-financiero cual es el más rentable para cada tipo de edificación. En parte porque cada proyecto tiene características particulares, tales como: geometría, ubicación, zona social, uso de la edificación, entre otras, pero resulta interesante dar una resolución de los beneficios o carecimientos económicos que presenta cada tipo sistema constructivo a cada de proyecto de construcción, es decir, establecer que costos directos y financieros conlleva una obra civil y a que características se encuentra sujeta.

Actualmente se tiene una gran cantidad de variables a las cuales se somete un proyecto de construcción; tiempo, costo y calidad son tres elementos fundamentales que rigen la elección de un sistema constructivo de otro(s), no obstante, el costo es la variable que depende directamente de los recursos que requieren para la ejecución de un proyecto mientras que el tiempo es esa variable que nos estima el periodo que necesita un proyecto para elaborarse. Por otro lado, la calidad es aquel aspecto que depende exclusivamente de la necesidad que se quiere cubrir a un específico grupo social.

Planear un proyecto es altamente significativo para optimizar recursos, y para tener una planificación eficiente es necesario balancear dos de los factores antes mencionados, tiempo y costo, ya que estos factores influyen precisamente en la adecuada utilización de los recursos, permitiendo así, su optimización. Desde otra perspectiva, económica, estos factores evalúan la rentabilidad o valuación que puede tener una inversión.

En la práctica ingenieril escasos proyectos de construcción elaboran comparativas de evaluación económica entre ciertos sistemas constructivos, esto sucede porque realizar esa comparativa genera un costo más a la planeación de los proyectos. Sin embargo, el producto de una evaluación económica comparando alternativas de distintos sistemas constructivos podría definir el diseño estructural y proceso constructivo económicamente más factible, además, justifica y evalúa si un proyecto es provechoso o no y, esta justificación y evaluación se encuentra sujeta a variables tales como: tasa de interés del crédito para la inversión, periodo de pago del crédito, tiempo y costo de ejecución de la construcción, entre otros factores económicos.

2. Fundamento teórico.

2.1. Marco histórico y contextual.

En un principio los sistemas constructivos se basaban principalmente en reglas que provenían de la experiencia y tradición. Consistían en proporciones o relaciones geométricas con las que se establecían límites a lo que podría ser construido sin correr peligro. Estas reglas se determinaban a prueba y error, por lo que desarrollarlas involucraba frecuentes colapsos.

Con el paso del tiempo surge la ingeniería constructiva y entre sus aportaciones se encuentran los sistemas constructivos más definidos, mismos que fueron surgiendo debido a las necesidades de la sociedad y constantemente tienen innovaciones/mejoras.

Uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción es el acero y este surge en la revolución industrial (siglo XVIII). El acero ha demostrado a lo largo de la historia su capacidad de adaptarse a diferentes proyectos y ser funcional ante estos debido a: su versatilidad, resistencia, eficiencia en tiempos de construcción, edificios con capacidad de crecimiento, etc.

Por otro lado, está la construcción con concreto reforzado (siglo XX), el cual es relativamente reciente comparado con el acero. Este sistema constructivo es el más popular y el que más desarrollo ha tenido, sus características principales es la buena resistencia a la compresión y tensión, durabilidad, resistencia al fuego, maleabilidad, etc.

Por naturaleza evaluamos los procesos y costos que se requieren para lograr un objetivo. Actualmente los proyectos de construcción están muy influenciados por el factor costo, realizar un análisis detallado de sistemas constructivos ayuda a determinar el factor de costo más conveniente para la construcción de los proyectos.

2.2. Estado del arte.

Actualmente existen investigaciones en las que se analizan dos distintos sistemas constructivos con el fin de ver cuál de ellos es la alternativa adecuada según el enfoque esperado: ambiental, económico, tiempo de ejecución, etc. A continuación, se presentan casos de comparaciones de sistemas constructivos y sus resultados.

Análisis comparativo económico–estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano: al establecer una conclusión conjunta, tomando en cuenta los costos directos con los financieros, tenemos que la alternativa 1, sistema liviano, es escasamente un 1.02% más costosa que la alternativa 2, sistema de losas planas, y un 12.05% más costosa que la alternativa 3, sistema de vigas descolgadas; dejando, prácticamente en las mismas condiciones económicas a las alternativas 1 y 2, en donde, la decisión final de optar por un método u otro, no lo regirá el aspecto económico, sino las ventajas estructurales (Correa, 2012).

Análisis comparativo económico-estructural de dos sistemas constructivos: aporticado y aporticado con diafragmas, en edificios de 8 pisos, aplicando el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): se obtuvo que los sistemas aporticados con diafragmas son más económicos que los sistemas aporticados, por lo tanto, son la mejor opción para ejecutar este proyecto. El sistema aporticado con diafragmas presenta facilidades en el diseño estructural, ya que las vigas se diseñan para soportar cargas verticales y no para soportar fuerza inducidas por sismos, las columnas trabajan mayormente a carga axial y para este sistema podría no requerir chequear la conexión

viga – columna ya que las rótulas plásticas se forman en la base de los diafragmas (Ortiz y Caizaguano, 2015).

Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado. Caso de estudio: proyecto inmobiliario "Ukumary": Con los datos obtenidos del análisis económico y de las curvas de inversión de cada sistema constructivo, se puede determinar que la estructura de hormigón armado resulta ser la opción más adecuada para la construcción de la vivienda, si bien ambos métodos constructivos presentan buenas bondades estructurales, el factor económico es una pieza fundamental en la toma de decisiones para un proyecto de inversión (Martínez y Estrada, 2017).

Análisis estructural y económico comparativo de losas con luces de 5, 7 y 9 metros construidas con sistema estructural tipo deck y losas nervadas de hormigón armado con vigas descolgadas: del análisis comparativo de costos, de las luces y sistemas estructurales ejecutados en el presente estudio, se determina que las losas con el sistema estructural tipo deck, tiene un costo ligeramente menor que las de hormigón. Cabe mencionar que esto puede variar significativamente dependiendo del criterio del diseñador... en el caso del sistema estructural hormigón armado, se determina que el uso de una viga trabe, representa la opción económica más conveniente, siempre y cuando, las vigas de apoyo y la viga trabe, sean lo suficientemente rígidas (Salazar y Serrano, 2014).

Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social: Con base en los presupuestos y los análisis realizados en este estudio, se determinó que, desde el punto de vista económico, los sistemas de muros de concreto reforzados con fibras de acero o con malla electrosoldada son más favorables que los sistemas de mampostería confinada. De igual manera, si se tiene en cuenta la necesidad de limpieza en obra, reducción de desperdicios, seguridad, calidad y, principalmente, la necesidad de la industrialización del proceso de construcción de VIS, el sistema de muros de concreto reforzado con fibras de acero presenta menor costo y un panorama más atractivo para los constructores que invierten en este tipo de proyectos. Adicionalmente, el sistema de muros de concreto reforzado con fibras de acero permite obtener no solo beneficios de sostenibilidad y limpieza cuando se compara con los otros sistemas estructurales, sino también beneficios económicos, ya que el costo del sistema es considerablemente inferior al sistema de muros de mampostería confinada. Es importante mencionar que en este estudio se utilizaron dimensiones y cuantías mínimas de refuerzo en los elementos estructurales de las viviendas, tal como se ha demostrado en investigaciones experimentales previas (Julián, 2015).

Al igual que los proyectos mencionados existen otras comparativas, todas con un enfoque específico, mientras que lo que se pretende en esta investigación es evaluar el factor del costo óptimo entre los dos sistemas constructivos más comunes de la región: concreto reforzado y acero estructural, en materia estructural el edificio en estudio está ubicado en la capital del estado de Sinaloa, la Ciudad de Culiacán, por lo que se considera actividad sísmica moderada

según la regionalización sísmica que nos coopera la CFE en su “Manual de Diseño de Obras Civiles – Recomendaciones”.

2.3. Marco teórico.

Diseño de elementos estructurales

El dimensionamiento y armado de los elementos resistentes se debe hacer con base a la filosofía de diseño sísmico que indican los reglamentos modernos en zonas sísmicas. Por lo que la finalidad del diseño estructural es proporcionar soluciones, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas para dar lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento del edificio, estado límite de servicio, y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de un tipo de falla, estado límite de falla (Piralla, 2002).

Elementos sujetos a compresión. Columnas y muros.

Un elemento estructural sometido a una fuerza de compresión puede fallar al alcanzar el esfuerzo de ruptura, ya sea como esfuerzo directo o por combinación de esfuerzos. También puede fallar por pandeo de la pieza, si el esfuerzo de compresión en la misma alcanza el valor correspondiente a la carga crítica.

Se conocen como columnas los elementos estructurales en los que la sollicitación predominante es una fuerza de compresión. Pueden adoptar distintas formas, según las características del proyecto. Generalmente son de sección rectangular o circular y de eje vertical. La columna da idea de soporte de apoyo en una estructura, justamente por estar destinada a recibir entre otras, las cargas verticales y gravitacionales que actúan sobre ella y transmitir las a la cimentación. Ejemplos de elementos sujetos a compresión en figura 1.

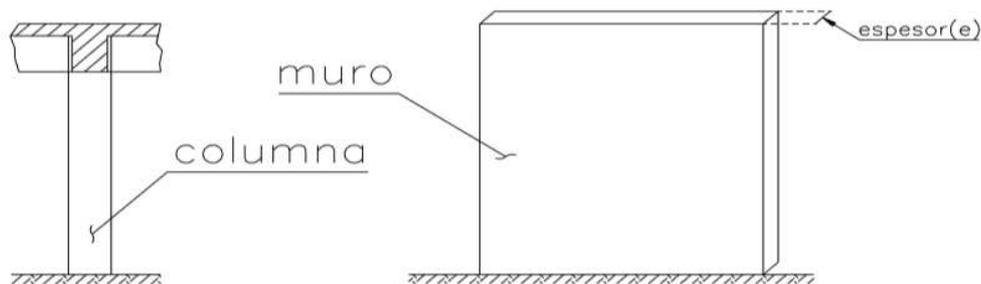


Figura 1. Elementos sujetos a compresión.

Elementos sujetos a flexión. Viga.

Las vigas o traveses son elementos estructurales que están sometidos principalmente, a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante.

En este tipo de elementos, son muy importantes las deformaciones producidas por flexión y en menor grado por esfuerzo cortante. En el diseño de vigas, Deben limitarse las deformaciones por flexión y así en el reglamento del D.F., Se recomiendan valores máximos de la flecha de $0.5 \text{ cm} + L/500$ en donde L, es la distancia entre puntos de inflexión. Estos efectos pueden reducirse si durante la construcción se deja al miembro una pequeña contra flecha. Ejemplo de elemento sujeto a flexión en figura 2.

Las variables que intervienen en el diseño de vigas son fundamentalmente:

1. La carga.
2. El claro de la viga.
3. El material empleado.
4. Forma y dimensiones de la sección.

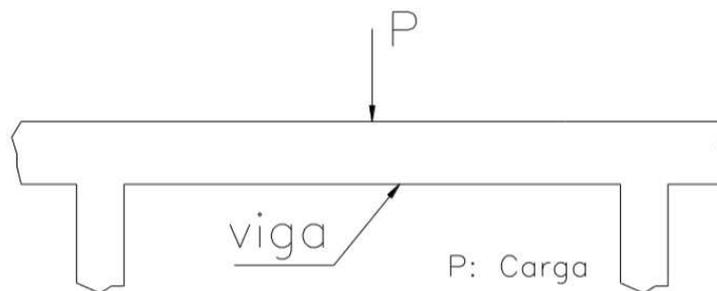


Figura 2. Elemento sujeto a flexión.

Losas

Son elementos estructurales con una de sus dimensiones (espesor), muy pequeña comparada con las otras dos. Generalmente están sujetas a solicitaciones perpendiculares o contenidas en el plano definido por sus lados mayores.

Con las losas se forman los pisos de los edificios o construcciones y transmiten las cargas a las trabes de apoyo. Cuando el edificio se encuentra sometido a fuerzas laterales, las losas se comportan como vigas diafragmas sometidas a cargas en su plano.

Las losas principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones según las condiciones de apoyo. Así, una losa sobre dos apoyos se comporta de manera semejante a una viga libremente apoyada. En cambio, una losa apoyada a cuatro de sus lados está sometida a flexión en dos direcciones. Ejemplo de losas en figura 3.

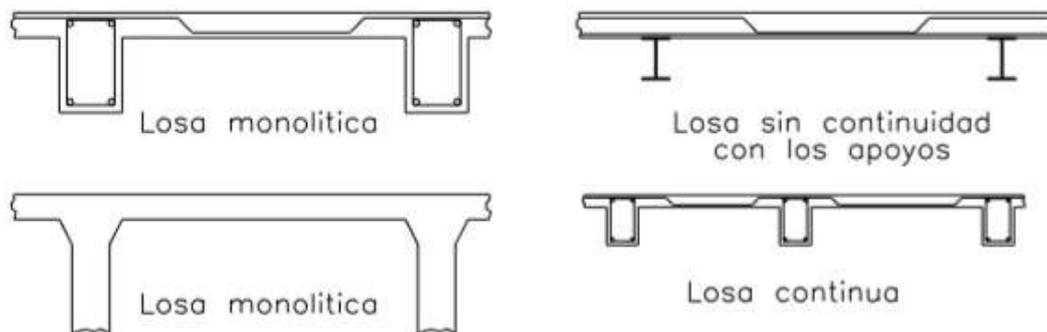


Figura 3. Tipos de losas.

Marco rígido

En un marco propiamente dicho la transmisión de esfuerzos de una a otra barra no se realiza por simple sobreposición, sino que existe una conexión entre ellas que proporciona capacidad para transmitir no solo compresiones, sino también tensiones y cortantes. La conexión puede ser una articulación, aunque en la mayoría de las estructuras modernas se resuelve mediante un nudo rígido con capacidad de transmitir, además de las fuerzas internas (momentos flexionantes). Se obtiene así el llamado marco rígido, cuyas principales ventajas son una mayor protección contra acciones accidentales que pueden introducir tensiones en las conexiones y, especialmente, un aumento sustancial de la resistencia y rigidez ante cargas laterales. El marco rígido es, además, una estructura hiperestática en la cual, cuando el material es dúctil, si se sobrepasa el intervalo lineal de comportamiento se presentan redistribuciones importantes de momentos y se puede tener una notable reserva de capacidad (Piralla, 2001).

En la figura 4 se pueden ver los elementos que conforman el marco rígido y en la figura 5 los tipos de marcos.

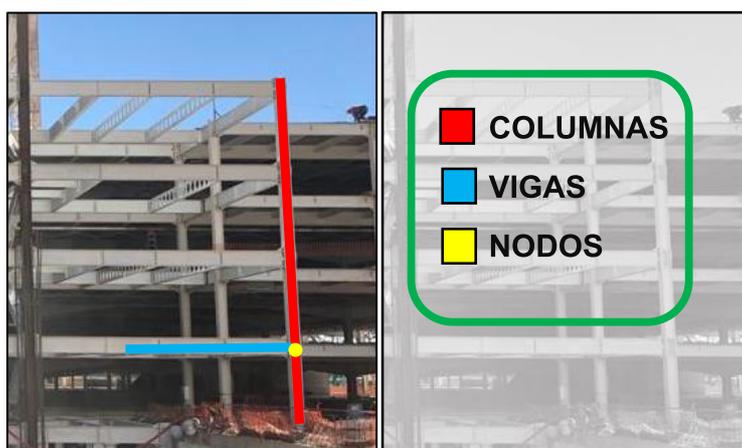


Figura 4. Elementos de un sistema de marco rígido.

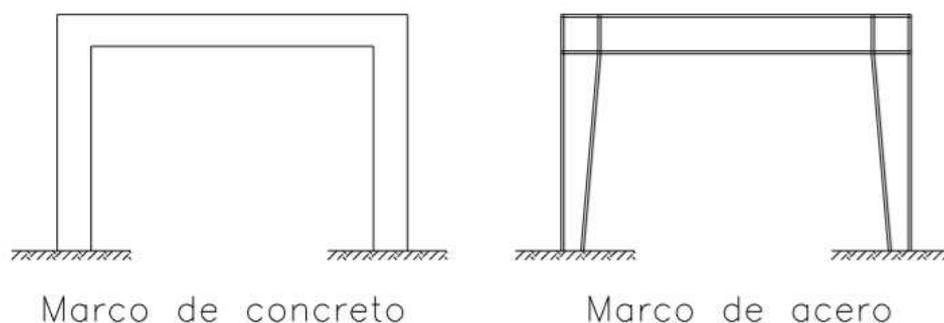


Figura 5. Tipos de marcos.

Bases de diseño

El diseño estructural determina la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. Para llevar a cabo el diseño estructural es necesario fijar las bases que permitan determinar las acciones a considerar para el diseño de la estructura, de parámetros o limitaciones que se deben tener en cuenta para el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

Para el diseño de los elementos estructurales antes mencionados se considerarán fundamentalmente lo siguiente:

1. Reglamentos de diseño.
2. Cargas.
3. Materiales.
4. Modelo matemático.

Método modal espectral

El fin del análisis sísmico tradicional consiste en que la estructura sea capaz de resistir sin problemas un sismo de baja intensidad. Para uno de mediana intensidad se acepta que la edificación sufra daños, pero que éstos sean reparables. Y por último para un sismo de gran intensidad sólo se exige que la estructura no colapse, logrando preservar la vida de los ocupantes.

El Método Modal Espectral (MME) es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo (Cuevas, 2016).

El Método Modal Espectral (MME) es un procedimiento de análisis sísmico lineal de un sistema elástico, es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y con pequeños desplazamientos. Utiliza expresiones que son de tipo estático, por lo que no constituye una aproximación del problema, sino que es la solución exacta para sistemas de un grado de libertad (1 GDL). Para estructuras con múltiples grados de libertad dinámicos, se realizan ciertas aproximaciones que parten del análisis exacto mencionado.

Entonces, el MME es un método dinámico aproximado, en el que la respuesta de una estructura se obtiene mediante la combinación adecuada de contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado coeficiente de participación modal, el cu

al indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura. Se admite que la estructura funciona en el campo elástico lineal, y para la excitación sísmica se utiliza la aplicación de acelerogramas reales o sintéticos (Villalba, 2015).

Espectro de diseño

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras; de ahí su enorme importancia en el diseño sismorresistente. Es deseable, entonces, que ofrezcan al ingeniero indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento, que experimentarían las estructuras ahí desplazadas. Por otra parte, se reconoce que una manera razonable de especificar espectros de diseño es empezar con espectros de peligro sísmico uniforme, es decir, espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado (Ordaz et al., 2003).

Cuando se aplica el análisis dinámico modal, se adoptan como ordenada el espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, su valor se determina con las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{Si } T < T_a \quad (1)$$

$$a = c; \quad \text{Si } T_a \leq T \leq T_b \quad (2)$$

$$a = qc \quad \text{Si } T > T_b \quad (3)$$

Dónde : $q = (T_b/T)^r$

Los parámetros que intervienen en las expresiones se obtienen de la siguiente tabla y estos valores serán asignados según la zona sísmica en la que se realizará el edificio.

Tabla 1. Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones según la Normas Técnicas Complementarias (NTC), para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).

Zona	c	α_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

T_a y T_b : Periodos en segundos.

También se emplea un factor de reducción Q' para reducir las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal, calculándose:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce el valor de } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (4)$$

T se toma igual al periodo natural de vibración del modo que se considere; T_a es un periodo característico del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico.

PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico)

El Manual de Diseño por Sismo de la CFE (2008), incluye un paquete computacional llamado PRODISIS que realiza diferentes cálculos, entre ellos periodos de sitio, velocidad de onda de corte en el sitio a cualquier profundidad (V_s), y espectro de diseño sísmico para roca o bien considerando las capas del suelo en el sitio para un periodo de retorno específico. Dado que las normas descritas en dicho manual se emplean en muchos proyectos de construcción en México, donde no se tiene un código de diseño sísmico propio, se consideró conveniente comparar los resultados obtenidos en el presente estudio, con los que se obtienen al aplicar la metodología descrita en dicho manual. En dicho manual para estimar el periodo natural de vibración del suelo utilizando la geometría de los estratos, el módulo de rigidez y el peso volumétrico se utiliza la siguiente expresión (Gómez, 2000):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (5)$$

Donde γ_n , G_n , h_n son el peso volumétrico, el módulo de corte y el espesor del n-ésimo estrato respectivamente, g es la aceleración de la gravedad, N es el número de estratos y w_n es un factor de peso que depende del espesor, la velocidad de onda de corte y del peso volumétrico de cada estrato.

Además, en PRODISIS también pueden ser obtenidos la aceleración máxima en la roca (a_{or}), y en la superficie del depósito de suelos (a_o), el factor de amplificación entre la aceleración en la superficie y en la roca (F_s), y el coeficiente sísmico (c). Para encontrar la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo en la roca es necesario proporcionar las coordenadas geográficas del sitio (longitud y latitud), y para el espectro sísmico se necesita conocer el perfil de velocidad de onda de corte (V_s), y densidad contra profundidad, hasta llegar a la roca basal.

Una limitante de esta excelente herramienta es que no permite el uso de suelos compuestos. Además de que no permite estratos de suelo con velocidad de onda de corte mayor a 750 m/s ya que te indica que solo para la roca base puede ser considerada dicha velocidad. La diferencia entre los periodos respectivos estimados con las mediciones y en PRODISIS puede deberse a las limitaciones ya mencionadas en dicha herramienta (Lozoya, 2015).

Método de las rigideces

El método de rigidez es uno de los métodos más utilizados para el análisis de estructuras. Se debe a su fácil sistematización e implementación en computadoras, además de su versatilidad para tratar condiciones de contorno generales y distintas no-linealidades (geométricas y de las propiedades de los materiales).

En todo método de análisis deben de cumplirse las siguientes condiciones:

- I. Equilibrio entre fuerzas internas y fuerzas externas.
- II. Continuidad de la estructura interna y con los vínculos.
- III. Relaciones consecutivas entre los esfuerzos internos y las deformaciones asociadas.

En general, se tienen dos sistemas de referencia, uno llamado eje local (x , y , z) para poder hablar de cada elemento que forma parte de un sistema estructural, y otro llamado sistema global (x , y , z), el cual se utiliza para hablar de la totalidad del sistema estructural. Dentro del sistema local, el eje x deberá coincidir con el eje longitudinal de la barra y de acuerdo con esto los otros dos ejes se establecerán considerando un sistema coordenado derecho (figura 6).

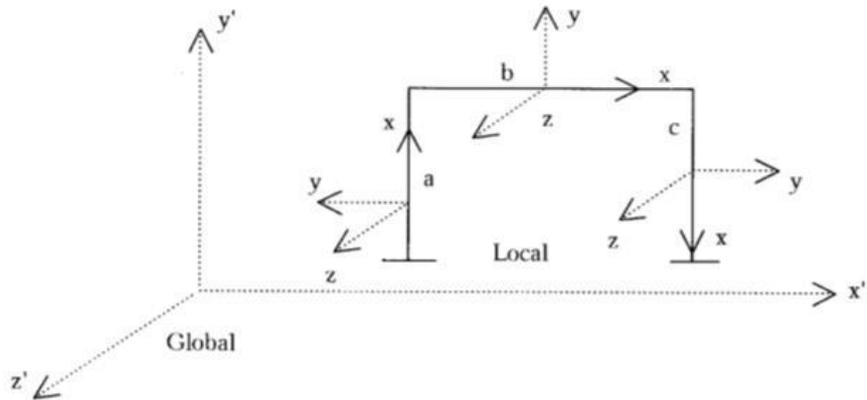


Figura 6. Sistema de referencia global.

Se considera una barra cualquiera a la cual se le etiqueta con el número 1 en el extremo donde inicia y con el número 2 donde termina, como se muestra en la figura 7.

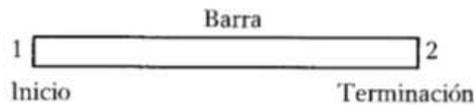


Figura 7. Identificación de extremos de barra.

Para la aplicación del método se parte de que toda estructura de cumplir con las condiciones de equilibrio y de compatibilidad o continuidad. Para ilustrar dichas condiciones, se considera un nodo i de una estructura cualquiera en el que concurren varias barras y se aplica un vector de cargas $\{P'_i\}$, como se indica en la figura 8.

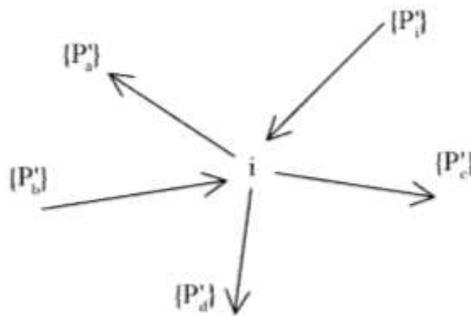


Figura 8. Nodo i de cualquier estructura.

Por equilibrio:

$$\{P'_i\} = \{P'_{1a}\} + \{P'_{2b}\} + \{P'_{3c}\} + \{P'_{4d}\} \quad (6)$$

Por compatibilidad:

$$\{d'_i\} = \{d'_{1a}\} + \{d'_{2b}\} + \{d'_{3c}\} + \{d'_{4d}\} \quad (7)$$

La última condición indica que el vector desplazamiento en el extremo de las barras que concurren en un nodo debe ser igual al vector desplazamiento de dicho nodo.

Por otro lado, se debe considerar una barra en el sistema local tridimensional que puede estar sujeta a los vectores de cargas $\{P_1\}$ y $\{P_2\}$ en los extremos 1 y 2, respectivamente, como se indica en la figura 9; estos sin importar su magnitud y dirección, generan los vectores de desplazamiento $\{d_1\}$ y $\{d_2\}$ respectivamente.

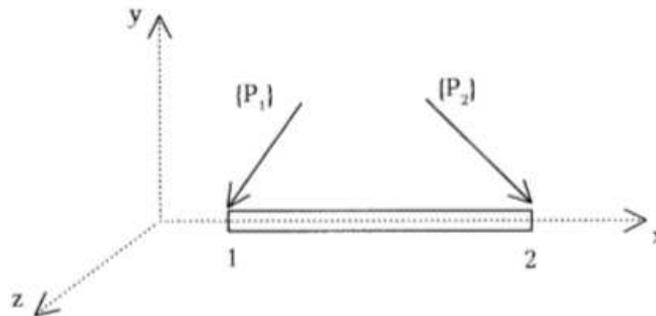


Figura 9. Barra sujeta a cargas en sus extremos.

Al acoplar los vectores de cargas y desplazamiento en forma matricial, se puede establecer la relación entre estos vectores a través de una matriz de coeficientes que se define como la matriz de rigideces de la barra, como se indica a continuación.

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

En forma condensada se denota como:

$$\{P\} = [k]\{d\} \quad (9)$$

La ecuación 8, o en su forma compacta, ecuación 9, es la ecuación fuerza-desplazamiento de un elemento barra en el sistema local.

Determinación de matriz de rigidez

La rigidez de un elemento se entiende como la magnitud de la fuerza requerida para producir un desplazamiento unitario. Debe especificarse si el desplazamiento es de carácter lineal o angular y su localización para poder determinar los desplazamientos que tiene cada elemento en sus extremos.

En el sistema tridimensional, el vector que representa el desplazamiento en un punto tiene seis componentes, tres lineales y tres angulares (figura 10). Mientras que la fuerza tiene seis componentes (figura 11).

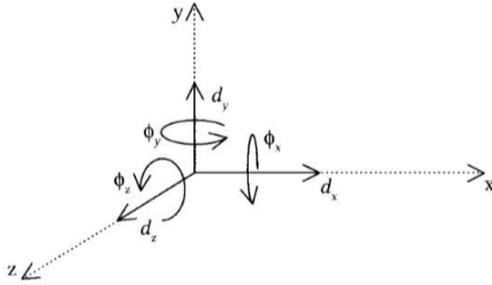


Figura 10. Componentes del vector de desplazamiento.

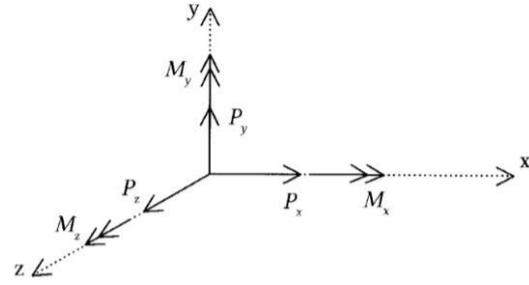


Figura 11. Componentes del vector de cargas.

La representación en forma matricial de los vectores generalizados de desplazamiento y de fuerza en uno de los extremos de la barra es:

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} d_x \\ d_y \\ d_z \\ \Phi_x \\ \Phi_y \\ \Phi_z \end{Bmatrix} \quad (10) \quad \{P\} = \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} \quad (11)$$

Al tomar en cuenta la definición de vector generalizado, la rigidez será la fuerza generalizada que produce un desplazamiento unitario. De acuerdo con la fuerza generalizada se tienen tantos tipos de rigideces como elementos mecánicos, es decir, rigidez axial, al corte, a la flexión y a la torsión.

Para la determinación de las rigideces se considera un elemento empotrado, al cual se le inducirán desplazamientos (lineales o angulares) unitarios. Se le llamara rigidez de un elemento empotrado a las acciones ejercidas sobre este elemento, debido a las restricciones impuestas al inducir el desplazamiento unitario. Estos desplazamientos se inducen de uno en uno y se ponen positivos respecto a los ejes de referencia.

ETABS

ETABS ha sido reconocido como el programa estándar para el análisis y diseño estructural de edificaciones, es la solución, si se está diseñando un simple pórtico en 2D o un análisis dinámico de un edificio de gran altura que utiliza aisladores.

El programa ETABS, es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Este programa trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y diseño con una versátil interfaz. Los resultados que el programa proporciona son instantáneos y automáticos (Mullo, 2014).

Aunque es un programa fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción (LEMA, 2013).

El programa ETABS agrega una interfaz gráfica fácil y completa, vinculada con poderosas herramientas, ofreciéndole al ingeniero estructural un programa de análisis y diseño de edificaciones sin igual en eficiencia y productividad.

2.4. Marco legal.

Dentro de los requerimientos legales necesarios para llevar a cabo la investigación se encuentran los siguientes manuales, normas técnicas y reglamentos a considerar:

- Especificaciones para Construcciones en Acero del American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
- Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo, Comisión Federal de Electricidad (CFE), 2015.
- Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute (ACI), 2014.
- Reglamento de Construcciones para Distrito Federal (RCDF), 2017.
- Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán (RCMC), Sinaloa, 2018.

Al igual que estos pueden aplicar otros reglamentos o manuales a los cuales hacen referencia los mencionados en este apartado.

3. Proyecto de intervención.

3.1. Objetivo general.

Comparar los costos y tiempos que conlleva realizar un edificio sometido a los sistemas constructivos: acero y concreto reforzado, y con ello comprobar que construir con concreto reforzado es el sistema que permite optimizar más recursos.

3.2. Objetivos específicos.

- Definir funcionalidad y características del proyecto.
- Realizar el diseño estructural de un edificio en acero y en concreto reforzado, considerando el mismo diseño arquitectónico para ambos diseños estructurales: diseño por sismo.
- Estimar los costos y tiempos que requiere cada sistema constructivo para la realización del edificio en estudio.
- Evaluar la rentabilidad de los sistemas constructivos a los que se somete el edificio y determinar el óptimo.

3.3. Justificación.

Comparar la construcción de un proyecto ante dos sistemas constructivos permite definir cuál de estos sistemas optimiza más recursos, directamente tiene un impacto de reducir costos por lo que económicamente es favorable realizar este tipo de análisis e indirectamente esta optimización favorece al ambiente debido a que se hace uso de menos recursos, es decir, se contamina menos y se logra el mismo objetivo.

Por otro lado, el estudio servirá para tener un historial de que sistema constructivo es más eficiente para casos similares al que un proyecto se somete. Los resultados de realizar este tipo de comparativas pueden fomentar, dependiendo de su impacto, la tendencia a evaluar proyectos ante distintos sistemas constructivos y en un futuro tener un tabulador o recomendaciones de que sistema constructivo emplear según las características del proyecto, teniendo una vasta recopilación y/o experiencia de comparativas será innecesario realizar este tipo de estudios ya que se podrá elegir un sistema constructivo con base a los resultados previamente obtenidos.

Es benéfico aplicar las comparativas para facilitarle a los proyectistas la elección del sistema constructivo más económico, al igual, los inversores proporcionarían una inversión inicial más baja debido a la optimización de recursos que las comparativas proporcionarían.

Para fomentar esta cultura sería propicio promover los resultados e impactos que tienen las comparativas en colegios de ingenieros civiles de la región e incluso en los institutos que destaquen en la industria de la construcción.

3.4. Metodología.

De manera general, el proyecto de intervención se divide en dos fases de ingeniería: básica e ingeniería de detalle, cada una de ellas segmentadas de forma específica, contribuyendo a la idea global del proyecto. Es decir, interpretan las etapas de un proyecto de construcción; descripción general del proyecto, propiedades mecánicas de la ubicación del predio, consideraciones del proyecto arquitectónico, reglamentación legal para el análisis y diseño del edificio en concreto y en acero y, evaluación de costo ambos diseños. Dando como resultado una valoración a los sistemas constructivos aplicados y considerando ventajas y desventajas de ambos sistemas.

3.4.1. Descripción general del proyecto.

Se describen de manera general los aspectos más importantes del proyecto que se deberán considerar para el proyecto arquitectónico, sistemas constructivos y, análisis y diseño estructural.

3.4.2. Datos geotécnicos del predio.

Tomando en cuenta estudios de mecánica de suelo se definen las características mecánicas que aporta el suelo en el predio. Estudios que contienen trabajos de campo y de laboratorio,

los cuales expresan una estratigrafía general del suelo y las propiedades mecánicas que este tenga. Además, presenta un análisis de capacidad de carga del suelo y, con ello tener una serie de conclusiones y recomendaciones las cuales se toman en cuenta para el diseño estructural.

3.4.3. Proyecto arquitectónico.

Se definen las características arquitectónicas con las que debe contar el proyecto, es decir, se clasifica el tipo de edificación, se estiman dimensiones mínimas de los espacios, espacios libres, cantidad de cajones de estacionamiento, dosificaciones de agua potable, servicios sanitarios que debe tener, ventilación adecuada para provisión de aire, niveles de iluminación según la orientación del edificio, circulación y elementos de comunicación, entre otros. Estas características arquitectónicas son definidas por el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán, Sinaloa en su última actualización (2018).

3.4.4. Diseño estructural.

Se realiza un análisis de cargas actuantes del edificio diseñado y, con ellos se estimaran secciones de perfiles de los elementos estructurales actuando en la edificación.

Una vez, estimados los perfiles de los elementos se someten a revisión de diseño estructural por medio del software Etabs, en el cual se itera hasta que el diseño estructural cumpla con los requisitos de diseños mínimos estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán.

3.4.5. Evaluación de costos.

Para esta es necesario considerar los tiempos y costos de ejecución de las actividades necesarias para llevar a cabo cada uno de los sistemas constructivos por los cuales será evaluado el edificio, además considerar los costos de los recursos necesarios para poder realizar la construcción.

3.4.6. Comparación

Realizadas las etapas mencionadas se realiza una especie de “matriz de costos” en las cuales se describen las ventajas y desventajas de cada sistema constructivo y hacer hincapié de los costos que conlleva cada uno de los sistemas constructivos para realizar la misma obra civil.

3.5. Análisis de resultados.

3.5.1. Descripción general del proyecto.

El proyecto consta de 5 niveles, la planta baja uso comercial (locales) y el resto de uso habitacional. Sus dimensiones base rondan aproximadamente entre 60 largo por 20 metros de ancho.

3.5.1.1. Ubicación del predio.

El predio se localiza sobre el Blvd. La conquista entre calles Juan O'Donojú y Privada Frambuesa, en Colonia La conquista, Culiacán, Sinaloa, en la figura 12 se muestra la micro localización del predio.



Figura 12. Ubicación del predio.

3.5.2. Datos geotécnicos del suelo.

Se realizaron estudios geotécnicos por medio de un laboratorio especializado los cuales determinaron las propiedades mecánicas del suelo y con ellos se estimaron las capacidades de carga de zapatas y pilotes con relación a su profundidad de desplante y sus dimensiones de soporte.

Trabajos de campo

Los trabajos de campo realizados consistieron en dos sondeos de penetración estándar (SPT-1 y SPT-2) ejecutados con máquina perforadora rotaria, con ello infirieron en términos generales las condiciones estratigráficas del subsuelo, donde se levantó la obtención de los perfiles estratigráficos y clasificación del suelo.

Trabajos de laboratorio

Posteriormente a las muestras obtenidas por los trabajos de campo, se les determinó ensayos básicos de identificación como: contenidos de agua, límites de plasticidad, análisis granulométricos, entre otros.

Estratigrafía y propiedades

Con base a la exploración, muestreo y ensayos de laboratorio, se determinó la estratigrafía y propiedades representativas del suelo. Se exploró a una profundidad máxima de 8.0 metros y se describió la conformación del suelo de la siguiente manera:

Primera unidad estratigráfica

Desde la superficie, se tiene arcilla arenosa de color café oscura, de consistencia dura, clasificada como CH, denominada en la localidad como “barrial”. Su contenido de humedad varía entre 16 a 28% tiene una constitución granulométrica en promedio de 8% arenas y 92% finos, límite líquido y plástico de 24 a 39% y 20 a 21%, respectivamente. Se registró un número de golpes mayor de 15 a 37 cm de penetración. Los espesores determinados de la siguiente manera

Sondeo	SPT-1	SPT-2
Prof. (m)	0.0 a 3.0	0.0 a 8.0
	4.0 a 6.0	

Segunda unidad estratigráfica

Luego se observó solo en el SPT-1, un lente de arena limosa cementada, de compacidad densa, clasificada como SM. El contenido de humedad de 22%, constitución granulométrica promedio de 33% de grabas, 37% arenas y 30% de finos, límite líquido y plástico inapreciables. Se registró un número de golpes mayor de 50 en 15 cm de penetración. Los espesores determinados de la siguiente manera:

Sondeo	SPT-1	SPT-2
Prof. (m)	4.0 a 4.0	-

Tercera unidad estratigráfica

Posteriormente se logró captar una arena gravo-arcillosa de color café claro, compacidad densa, clasificada como SC. El contenido de humedad de 22%, constitución granulométrica promedio de 16% de grabas, 54% arenas y 30% de finos, límite líquido y plástico de 25% y 22%, respectivamente. Se registró un número de golpes mayor de 50 en 10 a 12 cm de penetración. Los espesores determinados de la siguiente manera:

Sondeo	SPT-1	SPT-2
Prof. (m)	6.0 a 7.0	6.0 a 7.0

Cuarta unidad estratigráfica

Finalmente se observó el basamento de roca, con clasificación de pórfido de color café claro, compacidad muy densa, clasificada como SM. El contenido de humedad de 14% a 16%,

constitución granulométrica promedio de 79% de grabas, 18% arenas y 3% de finos, límite líquido y plástico inapreciables. Se registró un numero de golpes mayor de 50 en 3 cm de penetración. Los espesores determinados de la siguiente manera:

Sondeo	SPT-1	SPT-2
Prof. (m)	7.0 a 8.0	7.0 a 8.0

Capacidad de carga

Una vez determinadas algunas características y propiedades de suelo se procesó la información de tal manera que se obtuvieron las capacidades de carga y se realizaron algunas recomendaciones según el tipo de cimentación y los posibles dimensionamientos.

El laboratorio determinó la capacidad de carga admisible para cimentaciones superficiales, en este caso zapatas cuadradas y corridas (tabla 2) y para cimentaciones profundas, tales como pilas (tabla 3).

Tabla 2. Capacidad de carga admisible para cimentaciones superficiales.

Ancho (m)	Desplante (m)	Capacidad de carga admisible (Ton/m ²)	Tipo de cimentación
1.00	2.0	19.30	Zapata Cuadrada
1.50	2.0	17.80	
2.00	2.0	17.10	
2.50	2.0	16.6	
1.00	2.0	17.30	Zapata Corrida
1.50	2.0	15.90	
2.00	2.0	15.30	
2.50	2.0	15.00	

Tabla 3. Capacidad de carga admisible en pilas por perforación previa, profundidad de 8 m, empotrada al menos 2.0 m en el estrato resistente.

Diámetro (m)	Carga admisible por punta (ton)	Carga admisible por fricción (ton)	Total (ton)
0.60	192.3	34.9	227.2
0.70	210.3	40.7	251.0
0.80	230.5	46.5	277.0
0.90	252.6	52.4	3005.0
1.00	276.5	58.2	334.7

3.5.3. Proyecto arquitectónico.

El proyecto arquitectónico del edificio consta por una primera planta con 11 locales, el primero con un área aproximada a los 150 m², los siguientes 8 con un promedio de 45 m² y los otros con un aproximado de 20 m², además se encuentra el acceso a las escaleras y al elevador mismos que conectan a los niveles de uso habitacional. En cada uno de los niveles habitacionales se encuentran nueve departamentos habitacionales, cuentan con un área promedio de 85 m², los espacios de estos departamentos son: cocina, comedor, sala, dos baños, recámara principal y secundaria, vestidor y área de lavado. Las figuras 13-19 pertenecen a los planos del proyecto arquitectónico en todas sus plantas.



Figura 13. Proyección del predio y acceso.

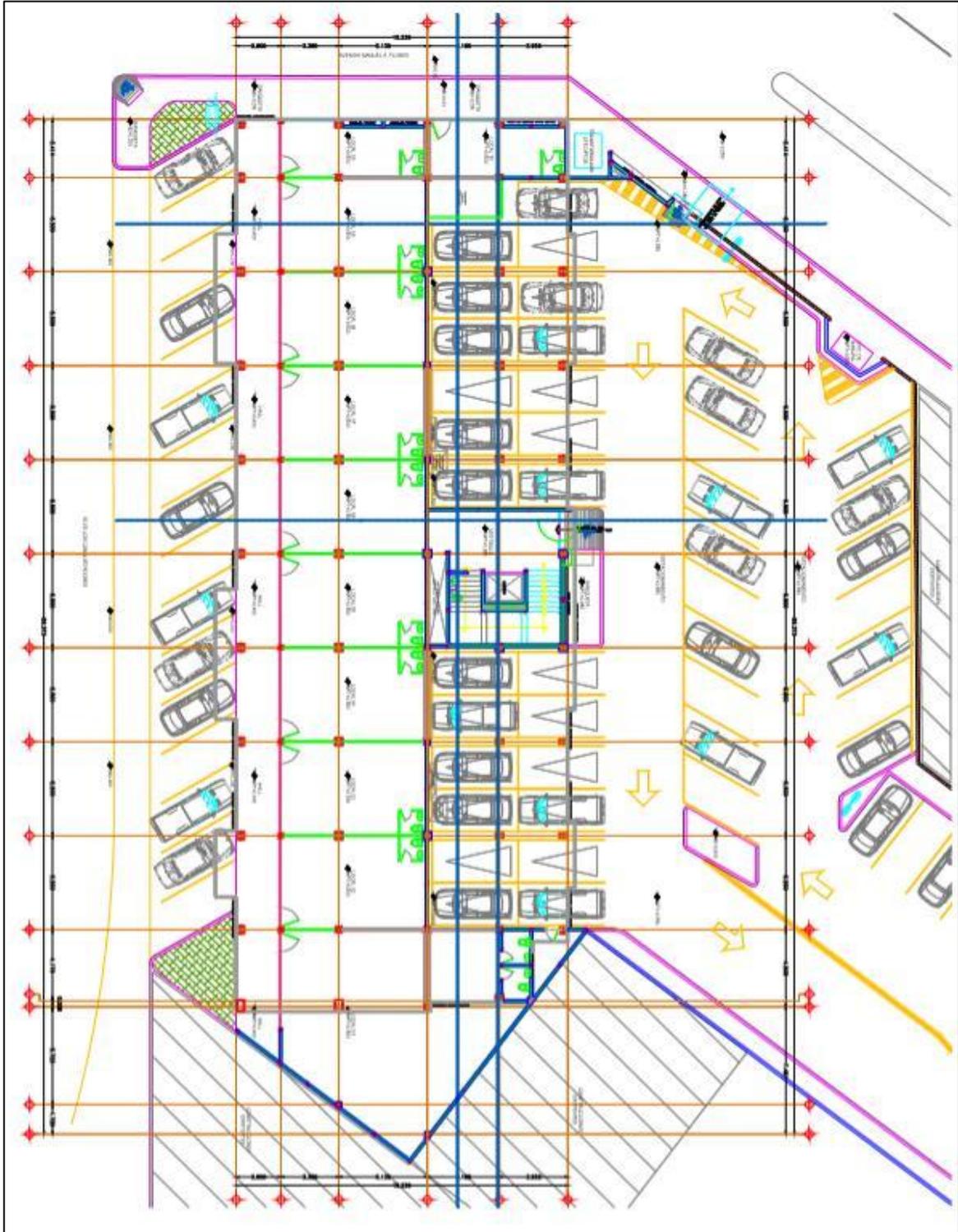


Figura 14. Arquitectónico - planta baja (comercios).

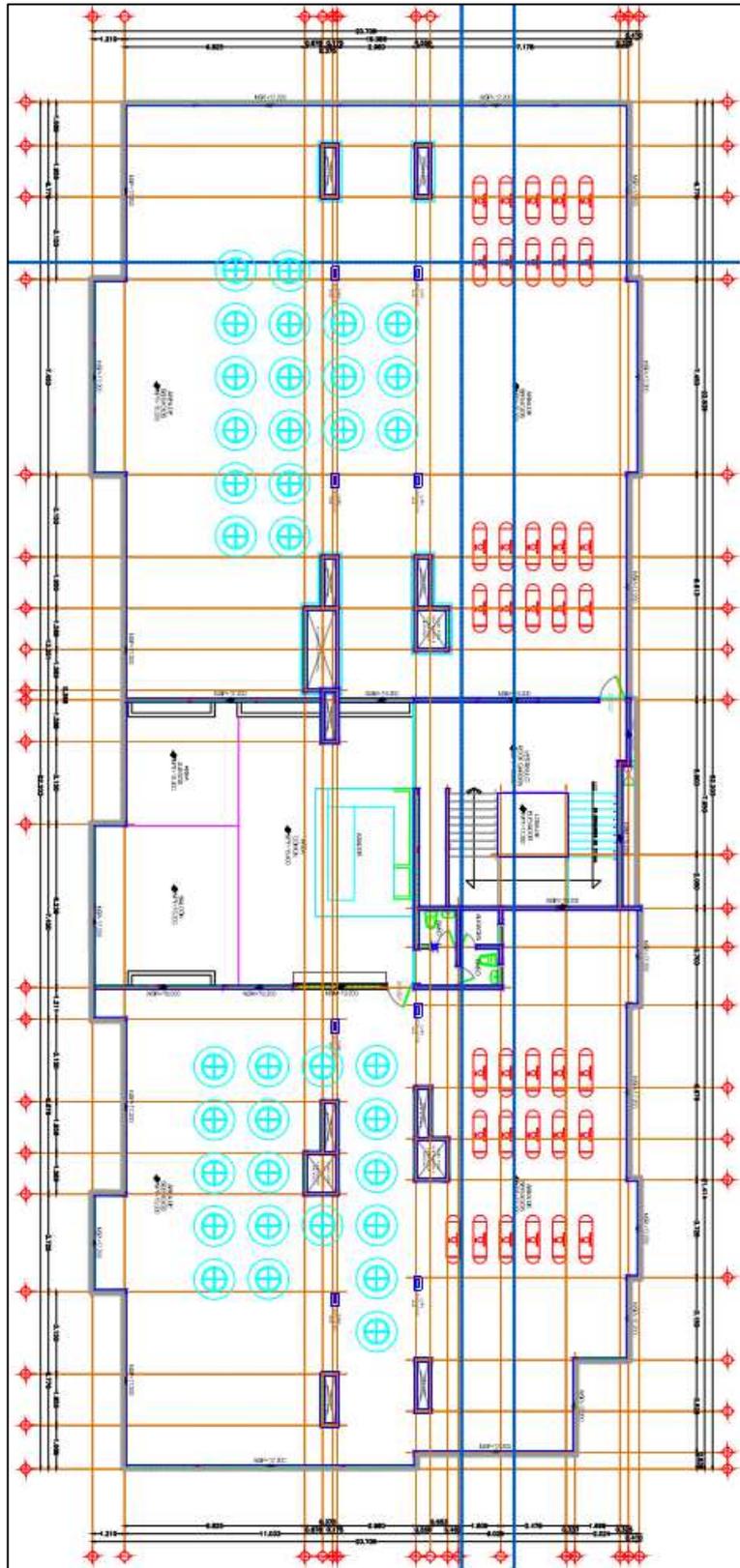


Figura 16. Arquitectónico – planta azotea.

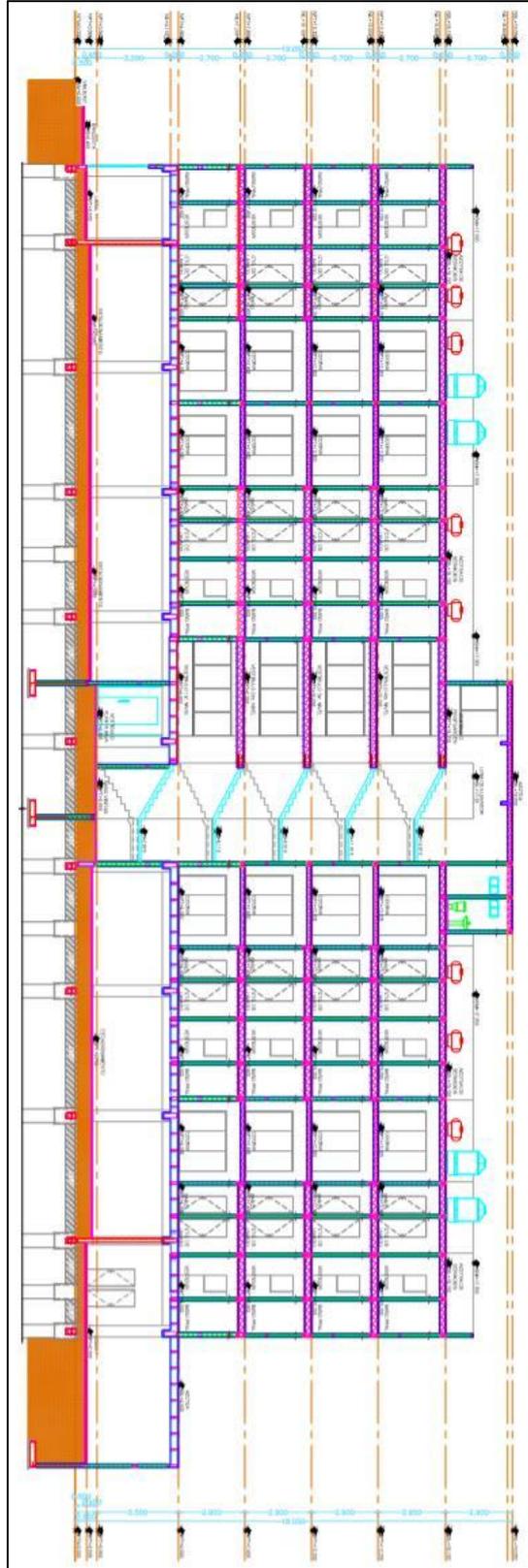


Figura 17. Arquitectónico - vista en elevación.

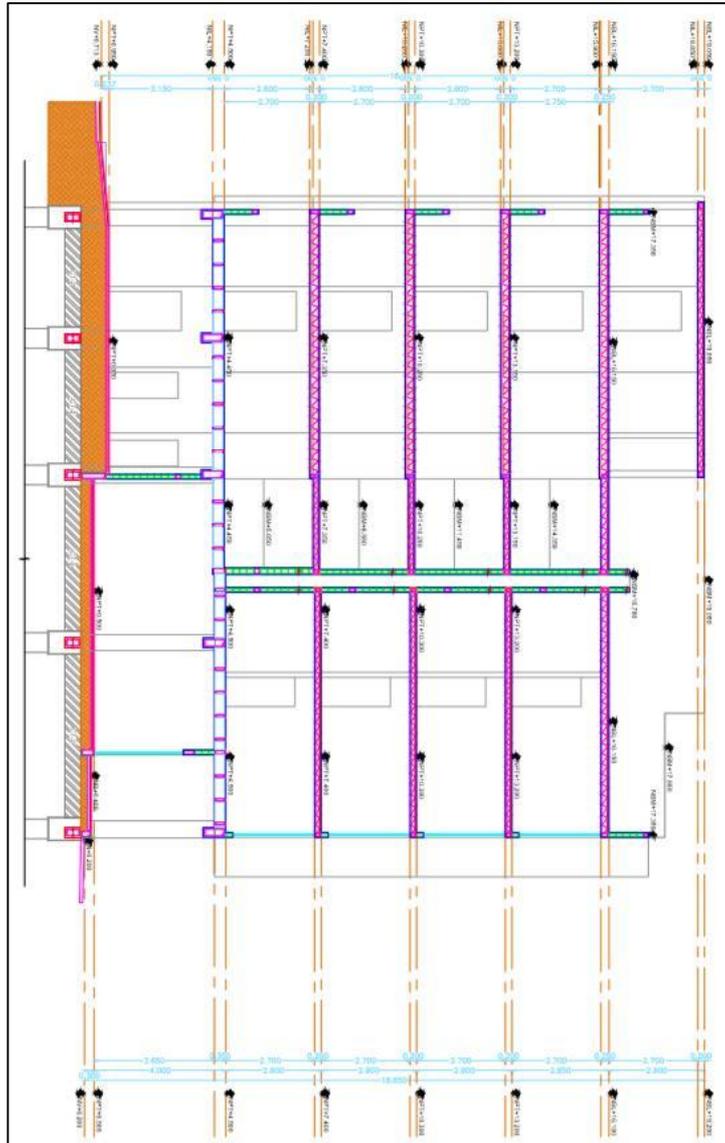


Figura 19. Arquitectónico - vista en elevación.

3.5.3.1. Disposiciones generales del proyecto.

Para el diseño arquitectónico se ha tomado en cuenta el “Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán, Sinaloa” (RCMC), en su última reforma publicada en el POE No. 126, del día viernes 12 de octubre de 2018; con el cual se han definido si las características del proyecto arquitectónico en estudio son adecuadas.

El artículo 9 del RCMC define que el proyecto pertenece al género habitacional (tabla 4), subgénero de planificación vertical y, su tipología es plurifamiliar vertical. Al igual pertenece a comercios y servicios, comercio especializado y locales comerciales de más de 500 m².

Tabla 4. Género, subgénero y tipología de las edificaciones.

Género	Subgénero	Tipología
1. Habitacional	1.1. Unifamiliar	1.1.1. Una vivienda (densidades H05, H1, H2 y H3).
	1.2. Plurifamiliar horizontal	1.2.1. Plurifamiliar horizontal (densidades H05, H1, H2 y H3).
	1.3. Plurifamiliar vertical	1.3.1. Plurifamiliar vertical (densidades H05, H1, H2 y H3).
3. Comercios y servicios	3.3. Comercio especializado	3.3.1. Locales comerciales de hasta 500 m ² .
		3.3.2 Locales comerciales de más de 500 m ² .

3.5.3.1.1. Requerimientos del proyecto arquitectónico.

Todo edificio debe de contar con ciertas especificaciones arquitectónicas para cumplir con un funcionamiento adecuado, garantizando condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, eficiencia energética, comunicación, seguridad de emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana, motivo por el que se definen los aspectos arquitectónicos mínimos, con los cual debe de cumplir una obra civil. El artículo 96 del RCMC especifica las dimensiones mínimas de los espacios arquitectónicos, en la tabla 5 se muestran esas dimensiones correspondientes a la tipología y local habitacional, entre paréntesis se muestran los valores correspondientes al proyecto real.

Tabla 5. Dimensiones de los espacios arquitectónicos.

Tipología	Local	Dimensiones área o índice (m²)	Libres lados (m)	Mínima altura (m)
I. Habitacional	Recamara principal o única	7.00 (11.81)	2.40 (3.15)	2.30 (2.9)
	Recamaras adicionales y alcobas	6.00 (11.09)	2.40 (3.17)	2.30 (2.9)
	Estancias-comedor integrados	13.60 (15.5)	2.60 (3.72)	2.3 (2.9)

Tabla 5. Dimensiones de los espacios arquitectónicos (continuación).

Tipología	Local	Dimensiones área o índice (m²)	Libres lados (m)	Mínima altura (m)
I. Habitacional	Cocina	3.00 (11.73)	1.50 (3.21)	2.30 (2.9)
	Cuarto de lavado	1.68 (5.36)	1.40 (1.7)	2.10 (2.9)
	Baños	4.50 (4.57)	1.20 (1.45)	2.10 (2.9)
II. Servicios				
II.2. Comercio	Áreas de venta, hasta 120 m ²			2.30 (3.5)
	De más de 120 m ² hasta 10,000 m ²			2.50 (3.5)

Todo predio una vez construido debe cubrir un porcentaje de área libre mínima, el artículo 102 del RCMC especifica los porcentajes mínimos permisibles de área libre tal y como se muestra en la tabla 6. El área total del predio es aproximadamente de 2,534.07 m², el proyecto arquitectónico abarca un total de 1,440.18 m², por lo que el área libre es de un total de 1,093.89 m². Entonces se tiene un total de área construida del 56.83%, quedando **43.17%** de área libre, rebasando el parámetro que indica el RCMC.

Tabla 6. Área libre mínima de predio.

Superficie del predio	Área libre (%)
De 500 hasta 2000 m ²	17.50
De 2000 hasta 3500 m ²	15.00
De 3500 hasta 5500 m ²	12.50
De más de 5500 m ²	10.00

Otra de las consideraciones arquitectónicas a considerar son el número mínimo de cajones de estacionamiento, cantidad que se define según género, subgénero y tipología de la edificación. La tabla 7 correspondiente al artículo 103 especifica el número de cajón según el proyecto arquitectónico.

Tabla 7. Número mínimo de cajones de estacionamiento.

Género	Subgénero	Tipología	Norma un cajón por cada	Requerimientos
1. Habitacional	1.3 Plurifamiliar Vertical	1.3.3. Plurifamiliar densidad media H2	1 por vivienda	De 60 q 120 m ² de construcción
3. Comercios y servicios	3.3 Comercios especializados	3.3.2 Locales de más de 500 m ²	40 m ² de construcción	-

Por lo tanto, se consideró que se deben de tener 36 cajones de estacionamiento para el uso habitacional, mientras que para el uso comercial se consideraron 15 correspondiente a los 579.22 m². Además, estos cajones deben de cumplir con dimensiones mínimas de 2.50 x 5.00 m. y contar con al menos un cajón para discapacitados por cada 25 cajones a partir de 12 cajones.

3.5.3.1.2. Requerimientos de higiene, servicios y acondicionamiento ambiental.

Todas las edificaciones deben de contar con servicio de agua potable de calidad y cantidad suficiente para cubrir las demandas mínimas de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas, el RCMC en su artículo 104 nos especifica esas dotaciones como se muestran a continuación en la tabla 8.

Tabla 8. Dosificación de agua potable.

Tipología	Subgénero	Dotaciones mínimas
I. Habitación	Vivienda	250 las/hab/día
II. Servicios		
II.2 Comercio	Locales comerciales	6 lts/m ² /día

En tanto a servicios sanitarios el reglamento expresa que:

- I. Las viviendas con menos de 45 m² contarán, cuando menos, con un excusado, una regadera y uno de los siguientes muebles: lavabo, fregadero o lavadero;
- II. Las viviendas con superficie igual o mayor de 45 m² contarán, cuando menos, con un excusado, una regadera, un lavabo, un lavadero y un fregadero;

- III. III. Los locales de trabajo hasta 120 m² y hasta 10 trabajadores o usuarios contarán, como mínimo, con un excusado y un lavabo o vertedero;
- IV. IV. En los demás casos se proveerán los muebles sanitarios que se enumeran en la tabla 9:

Tabla 9. Muebles sanitarios.

Género	Magnitud	Inodoro	Lavabos
1.2 Comercio	Hasta 25 empleados	2	2
	De 26 a 50 empleados	3 (12)	2 (12)

Otra disposición que presenta el reglamento en su artículo 110 es acerca de los medios de ventilación adecuados, estima que el área mínima de aberturas de ventilación no debe ser inferior al 5% del área local y en su caso se puede ventilar con medios artificiales mismos que sean equivalentes al 5% mínimo. El área local de las habitaciones tiene como máximo un total de 158.29 m² y un mínimo de ventilación de 11.62 m², dando como resultado un porcentaje de ventilación de 7.34%, mayor al 5%. Por otro lado, para los locales comerciales se consideró ventilar por medios artificiales.

Nivel de iluminación, otro de los aspectos arquitectónicos a considerar, el artículo 111 del RCMC especifica los porcentajes mínimos de iluminación según la orientación del proyecto. A continuación, se presentan en la tabla 10 y 11 lo que indica el reglamento y lo que se estima en el proyecto arquitectónico, respectivamente.

Tabla 10. Parámetro de iluminación según la orientación, RCMC.

Orientación	Porcentaje máximo	Porcentaje mínimo
Norte	25.0%	20.0 %
Sur	20.0%	17.0%
Este y Oeste	17.5%	10.0%

Tabla 11. Porcentaje de iluminación del proyecto arquitectónico.

Orientación	Área iluminación	Área muro	% área iluminación
Norte	7.26	30.45	23.83%
Sur	5.80	30.45	19.03%
Este, oeste	4.34	30.45	14.25%

3.5.3.1.3. Circulación y comunicación

Puertas de acceso, intercomunicación y salidas son otros de los elementos a considerar en un espacio habitacional, mismas que deben contar con al menos una altura de 2,10 metros y una anchura media de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción, menciona el RCMC en su artículo 117, al igual, la tabla 12, describe los anchos mínimos según el tipo de edificación y el tipo de puerta y, en paréntesis muestra los valores del proyecto arquitectónico.

Tabla 12. Ancho mínimo para puertas según su tipo.

Tipo de edificación	Tipo de puerta	Ancho mínimo (m)
I. Habitación	Acceso principal (a)	0.90 (0.95)
	Habitación y cocinas	0.75 (0.85)
	Complementarios	0.60 (0.75)
II. Servicios		
II. 2 Comercio	Acceso principal (a)	1.20 (1.25)

Al igual que en los accesos a locales, se tiene ancho mínimo de corredores y pasillos con los cuales el proyecto debe cumplir, en la tabla 13 se muestran dichas dimensiones mínimas, en paréntesis de la misma tabla se muestran los valores correspondientes al proyecto arquitectónico.

Tabla 13. Anchos y alturas mínimas de corredores y pasillos.

Tipo de edificación	Circulación horizontal	Dimensiones mínimas	
		Ancho (m)	Altura (m)
I. Habitación	Pasillos interiores de vivienda	0.75 (1.09)	2.10 (2.9)
	Corredores comunes de dos o más viviendas	0.90 (2.98)	2.10 (2.9)
II. Servicios			
II. 2 Comercio hasta 120 m ²	Pasillos	0.90	2.30
II. 2 Comercio de más de 120 m ²	Pasillos	1.20 (2.60)	2.30 (3.5)

Escaleras y rampas, otro de los elementos de circulación y comunicación, para estas, el artículo 119 nos especifica y condiciona su diseño arquitectónico, de acuerdo con lo que menciona la tabla 14 podemos ver los anchos mínimos que especifica el RCMC, mostrando esta tabla los valores del proyecto arquitectónico entre paréntesis.

Tabla 14. Ancho mínimo en escaleras.

Tipo de edificación	Tipo de escalera	Ancho mínimo (m)
I. Habitación	Privada o interior con muro en un solo costado	0.75 (1.95)
	Privada o interior con muro entre dos o más muros	0.90 (1.9)

Las condiciones de diseño que presenta el RCMC son las siguientes:

- I. Las escaleras contarán con un máximo de 15 peldaños entre descansos.
- II. El ancho de los descansos deberá ser, cuando menos, igual a la anchura reglamentaria de la escalera.
- III. La huella de los escalones tendrá un ancho mínimo de 0.25 metros para lo cual, la huella medirá entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas.
- IV. El peldaño de los escalones tendrá un máximo de 0.18 metros y un mínimo de 0.10 metros, excepto en escaleras de servicio de uso limitado, en cuyo caso el peldaño podrá ser hasta de 0.20 metros.
- V. Las medidas de los escalones deberán cumplir con la siguiente relación: 2 peldaños más una huella sumarán cuando menos 0.61 metros, pero no más de 0.65 metros.
- VI. VI. En cada tramo de escalera, la huella y peldaños conservarán siempre las mismas dimensiones reglamentarias.
- VII. VII. Todas las escaleras deberán contar con barandales en, por lo menos, uno de sus lados, a una altura de 0.90 metros medidos a partir de la nariz del escalón y diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos.

Resumiendo, los puntos mencionados se muestran en la tabla 15 haciendo comparativa con los del proyecto arquitectónico.

Tabla 15. Consideraciones de diseño de escaleras

Especificación	RCMC	Proyecto arquitectónico
No exceder peraltes entre descansos (cantidad)	15	9
Ancho mínimo en descanso (m)	0.9	1.9
Ancho mínimo de huella (m)	0.25	0.3
Peralte máximo y mínimo (m)	Entre 0.18 y 0.10	0.155
Dos peraltes más huella (m)	0.61	0.61
Altura de barandales (m)	0.9	0.9

Por último, se debe de considerar un dimensionamiento y capacidad mínima para elevadores para pasajeros. Estos deben de colocarse a en edificaciones que tengan más de tres niveles además de la planta baja o si la edificación tiene una elevación de piso terminado mayor de 12 metros sobre el nivel de acceso de la edificación, en este caso se cuenta con 4 niveles además de la planta baja y con una altura mayor a los 18 metros.

Para definir el dimensionamiento del elevador es necesario considerar los siguientes puntos que menciona el RCMC:

- I. La capacidad de transporte del elevador será cuando menos del 10% de la población del edificio en 5 minutos.
- II. El intervalo máximo de espera será de 80 segundos.
- III. Se deberá indicar claramente en el interior de la cabina la capacidad máxima de carga útil, expresada en kilogramos y en número de personas, calculadas en 70 kilogramos cada una.
- IV. Los cables y elementos mecánicos deberán tener una resistencia igual o mayor al doble de la carga útil de operación.

Motivo por el cual se eligió un elevador con dimensiones aproximadas a 2.00 metros de ancho y 2.20 de largo. Tiene capacidad de transportar el 25% de la población del edificio en 5 min y contará con un intervalo de espera de 60 segundos.

3.5.4. Diseño estructural del edificio.

3.5.4.1. Clasificación de construcción y, códigos y manuales permisibles para el diseño estructural de construcciones.

En la sección de seguridad estructural de las construcciones del RCMC, describe en su artículo 167 la clasificación de las construcciones, dentro del cual el proyecto pertenece a:

Grupo B: Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones industriales, entre otras:

b) Subgrupo B2: construcciones de más de 15 metros de altura o 3,000 metros cuadrados de área total construida.

Además, menciona los códigos y manuales nacionales y norteamericanos vigentes que pueden utilizarse para realizar el diseño estructural según su materia (tabla 16).

Tabla 16. Códigos y manuales vigentes permisibles para el diseño estructural.

Materia	Código norteamericano	Códigos nacionales
Generalidades	Los indicados a partir del tema de concreto.	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Estructural.
Cimentaciones	Los indicados a partir del tema de concreto	Normas Técnicas de Cimentaciones de este Reglamento.
Concreto	ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentaries.	RCDF. Normas Técnicas para Diseño y construcción de Estructuras de Concreto.
Mampostería	ACI 530. Building Code Requirements and Commentary for Masonry Structures. International Building Code (IBC)	RCDF. Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
Acero	American Institute of Steel Construction (AISC). Canadá Institute of Steel Construction (CISC).	RCDF. Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. Manuales de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Sismo	International Building Code (IBC)	Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo. Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Estudio, en su caso, aprobado por el Ayuntamiento, para el diseño sísmico en Culiacán.

El uso de estos códigos incluye las recomendaciones y ayudas de diseño de instituciones con relación al diseño estructural como: la American Society of Civil Engineers Standard (ASCE), la American National Standards Institute (ANSI), la American Society for Testing and Materials (ASTM), Portland Cement Association (PCA), Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI) y de la American Welding Society (AWS); códigos nacionales autorizados como el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y los manuales de la CFE.

3.5.4.2. Análisis de cargas.

Para el diseño es necesario considerar tres categorías de cargas, clasificadas de acuerdo con la duración e intensidad máxima en que obran sobre la estructura, de manera que se consideran cargas permanentes, variables y accidentales.

De acuerdo con el proyecto arquitectónico y tipo de uso de nivel se deben establecer la magnitud de las cargas, las cuales nos permitirán determinar las deformaciones y fuerzas internas que presentan los elementos estructurales provocadas por estas mismas.

Cargas permanentes

Se consideran como cargas permanentes (muertas) los pesos de los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Cargas variables

Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que se encuentran en la edificación en periodos de tiempo significativo, es decir, son aquellas fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones, pero no logran ser de carácter permanente.

Cargas accidentales

Estas cargas no se deben al funcionamiento normal de la construcción y pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. En esta categoría se incluye las acciones que pueda producir los sismos, viento, oleaje, nieve, etcétera en la edificación.

3.5.4.2.1. Cargas permanentes.

Cargas muertas

Las cargas correspondientes a esta, como se mencionó anteriormente, son aquellas cargas que estarán permanentemente en la estructura. El peso propio de cada uno de los elementos estructurales y acabados que se consideran en la construcción.

A continuación, se mencionan las cargas muertas consideradas en el análisis estructural.

Losas

LOSA NERVADA UN SENTIDO (ENTREPISO), ESPESOR DE 20 CM, CAPA DE COMPRESIÓN 5 CM, ANCHO DE NERVADURA DE 12 CM, ESPACIO ENTRE NERVADURAS DE 60 CM.			
CONCEPTO	PESO VOL. (TON/M3)	VOL (M3)	TON/M2
CAPA DE COMPRESIÓN	2.40	0.05	0.120
NERVADURA	2.40	0.018	0.025
		CM	0.145

LOSA NERVADA UN SENTIDO (ENTREPISO), ESPESOR DE 30 CM, CAPA DE COMPRESIÓN 5 CM, ANCHO DE NERVADURA DE 12 CM, ESPACIO ENTRE NERVADURAS DE 60 CM.			
CONCEPTO	PESO VOL. (TON/M3)	VOL (M3)	TON/M2
CAPA DE COMPRESIÓN	2.40	0.05	0.120
NERVADURA	2.40	0.03	0.042
		CM	0.162

LOSA NERVADA UN SENTIDO (ENTREPISO), ESPESOR DE 35 CM, CAPA DE COMPRESIÓN 5 CM, ANCHO DE NERVADURA DE 12 CM, ESPACIO ENTRE NERVADURAS DE 60 CM.			
CONCEPTO	PESO VOL. (TON/M3)	VOL (M3)	TON/M2
CAPA DE COMPRESIÓN	2.40	0.05	0.120
NERVADURA	2.40	0.036	0.180
		CM	0.300

LOSA NERVADA UN SENTIDO (AZOTEA), ESPESOR DE 20 CM, CAPA DE COMPRESIÓN 5 CM, ANCHO DE NERVADURA DE 12 CM, ESPACIO ENTRE NERVADURAS DE 60 CM.			
CONCEPTO	PESO VOL. (TON/M3)	VOL (M3)	TON/M2
CAPA DE COMPRESIÓN	2.40	0.05	0.120
NERVADURA	2.40	0.018	0.025
		CM	0.145

LOSA NERVADA UN SENTIDO (AZOTEA), ESPESOR DE 25 CM, CAPA DE COMPRESIÓN 5 CM, ANCHO DE NERVADURA DE 12 CM, ESPACIO ENTRE NERVADURAS DE 60 CM.			
CONCEPTO	PESO VOL. (TON/M3)	VOL (M3)	TON/M2
CAPA DE COMPRESIÓN	2.40	0.05	0.120
NERVADURA	2.40	0.024	0.033
		CM	0.153

Nivelación

Consiste en una capa de mortero con espesor de 3 cm para nivelar la losa colocada una vez colada y descimbrada.

Recubrimiento de piso

Pertenece a los acabados, en este caso se considera una losa vinílica con un peso de 15 kg/m².

Aplanado

Se refiere a la colocación de yeso (2 cm de espesor) tanto en muros y techos, y se considera en promedio 30 kg/m².

Entortado

Es la capa de material que se utiliza para evadir el estancamiento de agua en azotea, se coloca en pendiente con fin de permitir el flujo del agua. Ejemplo en la figura 20.

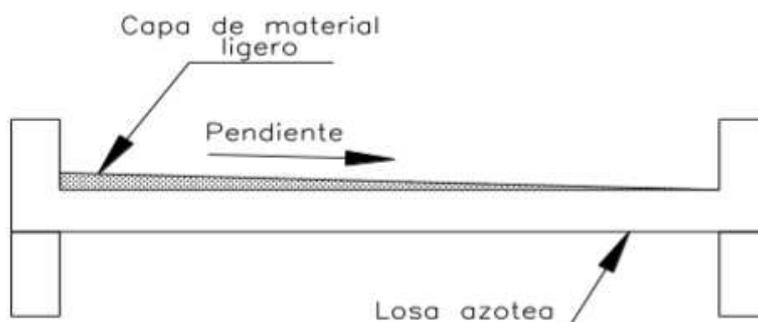


Figura 20. Entortado en azotea.

Impermeabilizante

Este se coloca en las losas de las azoteas al igual que el entortado, material que funciona como capa impermeable en caso de que las losas retengan agua, de tal manera que no permite filtración de agua. El peso estimado de este es de 15 kg/m².

Instalaciones

Considera las cargas que contienen las instalaciones eléctricas, hidráulicas, aire acondicionado, y otras (cables, tuberías, conductos, etc.). Se toma en promedio una carga de 5 kg/m^2 .

Sobrecarga

Dentro del RCDF, en el apartado de criterio y acciones para el diseño estructural, “5.1.2 Peso muerto de las losas de concreto”, se describe que debe considerarse 20 kg/m^2 cuando las losas sean coladas en el lugar y se añaden 20 kg/m^2 cuando se coloca una capa de mortero (en este caso la nivelación). Por lo tanto, se consideran 40 kg/m^2 por sobrecarga.

Muros

El peso específico correspondiente a los muros de block es aproximadamente de 1400 kg/m^3 por lo que para un muro de 0.15 m de espesor pesa alrededor de 210 kg/m^2 y los muros de 0.20 m de espesor alrededor de 280 kg/m^2 .

Perfiles IR (W)

Estos elementos varían su peso según sus dimensiones, se encuentran los pesos por vigas entre 25.30 y 44.64 kg/m para perfiles de $10''$, las columnas entre 101.19 y 166.67 kg/m para los perfiles de $10''$ y entre 142.86 y 375.02 kg/m los perfiles de $12''$, y las vigas secundarias, en este caso solo un tipo, tiene peso de 17.88 kg/m .

Losacero

En este caso se encuentran dos materiales, la lámina de acero de calibre 24 y el concreto, la cual por peso propio consta de 203 kg/m^2 considerando que cuenta con un espesor de 5 cm de concreto.

3.5.4.2.2. Cargas variables.

Cargas vivas

Anteriormente se describió sobre las cargas variables (vivas), son aquellas acciones que se producen en las edificaciones por el uso y ocupación de estas y que no son de carácter permanente.

Según el RCDF, las cargas vivas unitarias pueden considerarse según las siguientes disposiciones:

- I. La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

- II. La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.
- IV. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con las intensidades de diseño.

Para esto, el RCDF en sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE), Capítulo 6, nos proporciona los valores correspondientes de las cargas vivas según el destino de piso o cubierta de una edificación (tabla 17).

Tabla 17. Cargas vivas unitarias, kg/m².

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m
a) Habitacional (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	80	100	190
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas.	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8 W _m	0.9 W _m	W _m
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Ante este proyecto, se hace uso de los valores de los incisos a y h debido al tipo de uso de la edificación.

3.5.4.2.3. Cargas accidentales.

3.5.4.2.3.1. Análisis sísmico

Con el paso del tiempo los sismos han ocasionado la pérdida de vidas humanas y afectaciones en las infraestructuras, por lo cual se le ha dado gran importancia. Los sismos generan ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la corteza terrestre provocando los movimientos, estos movimientos se generan principalmente por el desplazamiento de las placas tectónicas o en su caso por erupciones volcánicas, explosiones, caída de cavernas, entre otras causas.

El movimiento sísmico del suelo es transmitido a los edificios por las agitaciones que se presentan en la basa, este movimiento del suelo se propaga por un determinado tiempo, mismo que continua efectuándose en la base de los edificios y por consecuencia esta base se mantiene en movimiento constante, de manera que la masa de los edificios se desplaza dinámicamente según la frecuencia del sismo. Cuando esto sucede, los edificios se oponen a ese desplazamiento dinámico o a las fuerzas sísmicas, respuesta que depende de las propiedades de resistencia de este.

Lo singular de esta problemática pertenece a la incertidumbre que tienen estos fenómenos, las intensidades que pueden alcanzar sus efectos y la casi nula probabilidad que presentan durante la vida útil de las estructuras.

Por lo tanto, el principal y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proveer a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo significativo sin que este colapse o sufra daños irreparables, es decir, que su respuesta sísmica sea dúctil.

Otro de los objetivos del diseño es evitar daño y pánico a sus ocupantes durante el sismo, que, aunque cuando son pocos los casos durante su vida útil. Este objetivo se cumple siempre y cuando la estructura permanezca elástica y con deformaciones laterales no significativas ante un sismo.

Entonces, las tres propiedades esenciales que definen un buen comportamiento sísmico son: rigidez, resistencia y ductilidad. Por otro lado, las estructuras sismo resistentes deben soportar los estados límites siguientes:

- I. *Estado límite de servicio.* Evitar deformaciones que ocasionen inseguridad a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones o daños en elementos no estructurales.
- II. *Estado límite de integridad estructural.* Se permiten daños no estructurales y daños estructurales menores, tales como agrietamientos, sin exceder la capacidad de carga de los elementos estructurales.

III. *Estado límite de supervivencia.* Daños estructurales significativos e incluso económicamente irreparables, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y no logra su colapso.

Extendiendo lo mencionado, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS), establecen parámetros de análisis y diseño cuya intención es cumplir con los objetivos puntualizados. Se presentan a continuación medidas de análisis apropiados para definir el análisis sísmico.

a) Método estático

De acuerdo con el capítulo 7, sección 7.1 de NTC-DS, puede utilizarse el método estático para el análisis de estructuras regulares de alturas no mayor a 30 m, y para las irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30m, respectivamente. El método estático no puede aplicarse en estructuras pertenecen al grupo A o que sean muy irregulares. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan con las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica según lo establecido en la sección 2.7.1 de las NTC-DS.

b) Método dinámico

Dentro de las NTC-DS capítulo 6. Se menciona que se aceptaran como métodos de análisis dinámico el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos se tomara como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entresijos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las NTC-CADEE.

Teniendo los tres análisis sísmicos mencionados, se optó por el método dinámico modal espectral, debido a que es las características y zonificación a la que pertenece el caso en estudio.

Espectro de diseño sísmico

Se puede definir como espectro de diseño sísmico a la representación gráfica de respuesta máxima (en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración u otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica (en este caso el sismo) determinada en una estructura de un grado de libertad. Este grafico expresa en las coordenadas abscisas el periodo propio de la estructura (frecuencia) y en las ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

Con estas representaciones graficas del comportamiento de las estructuras ante excitaciones que sufre el suelo por efectos sísmicos (u otros casos), se ha logrado la admisión de los

espectros, a tal grado que se han desarrollado diferentes tipos de estos, a continuación, se mencionan algunos tipos:

- I. *Espectros de respuesta elástico*: representan parámetros de respuesta máxima para un evento sísmico y usualmente incluyen curvas que consideran diferentes factores de amortiguamiento suponiendo el oscilador de un grado de libertad comportándose en el rango elástico. Se usan frecuentemente para analizar las características de un evento sísmico y sus efectos sobre las estructuras.
- II. *Espectros de respuesta inelástica*: son similares a los espectros elásticos con diferencia que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir, la estructura experimenta deformaciones de rango plástico por acción del movimiento sísmico.
- III. *Espectro de diseño sísmico*: las edificaciones deben diseñarse para resistir diferentes eventos sísmicos puesto que cada evento sísmico tiene características singulares, es decir, ningún evento sísmico ocurre de la misma manera, razón por la cual los espectros de respuesta elástica o inelástica no pueden utilizarse para el diseño estructural. Por lo tanto, el diseño o verificación de las edificaciones se realizan a partir de espectros que consideran el efecto de varios eventos sísmicos, es decir, representan una envolvente de los espectros de respuesta de los sismos representativos de una zona cuya metodología está basada en procedimientos estadísticos.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha desarrollado el programa computacional PRODISIS cuya herramienta ayuda para la aplicación de las nuevas recomendaciones de diseño sísmico. Se diseño para obtener el valor de la aceleración a nivel del terreno rocoso, considerando que este varía en todo el país, y *para la construcción de espectros de diseño*.

Para la concepción de los espectros de diseño sísmico, CFE, hace algunas consideraciones tales como: frecuencia de generación de temblores (sismicidad), magnitud máxima, tipo de mecanismo, identificación de fallas por información documental y por estudios de sitio, suministra espectros de diseño para los estados límite de servicio y de colapso, entre otros factores.

Obtención de espectro en PRODISIS

Se describe de manera resumida el procedimiento que se realizó para la obtención del espectro en el programa computacional PRODISIS.

- I. Se abre el programa computacional PRODISIS (figura 21).
- II. Se coloca la ubicación en coordenadas de longitud y latitud (figuras 22 - 24).
- III. Se abre el menú de estructuras y amortiguamiento el cual muestra el gráfico del espectro correspondiente a la ubicación del proyecto en estudio (figura 25).
- IV. Por último, se da clic derecho donde se abre la pestaña para ver los datos (figura 26) y una vez abierto los datos se procede a guardar en un archivo de texto para después utilizar el espectro de la figura 27 con amortiguamiento del 5%, perteneciendo el espectro al sitio señalado en la figura 12 de la ciudad de Culiacán.



Figura 21. Programa computacional PRODISIS.



Figura 22. Botón para colocar nueva ubicación.

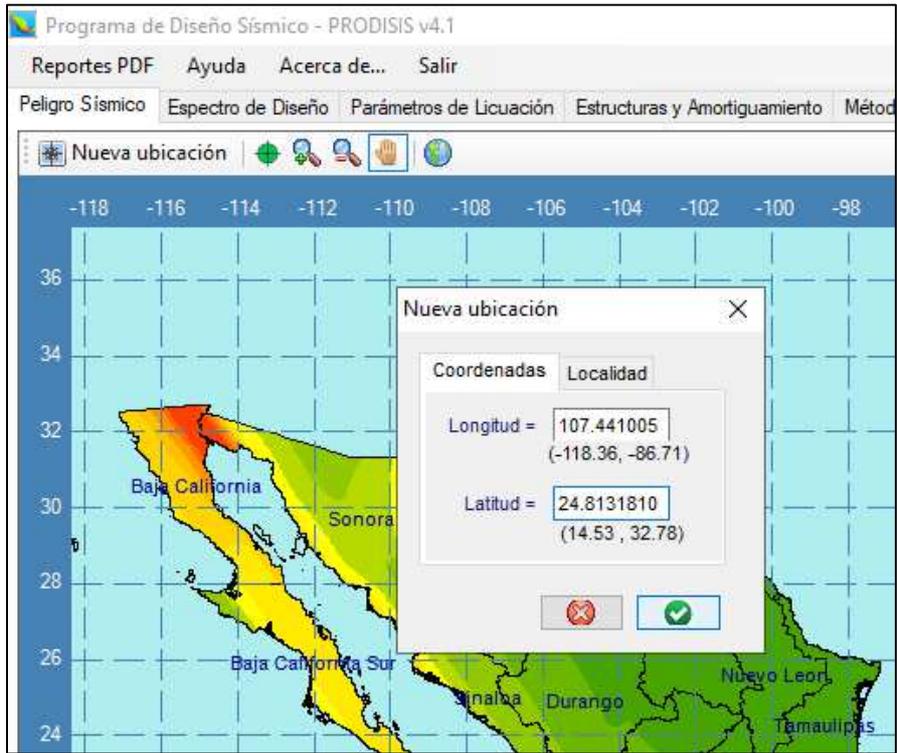


Figura 23. Ingreso de coordenadas en longitud y latitud.

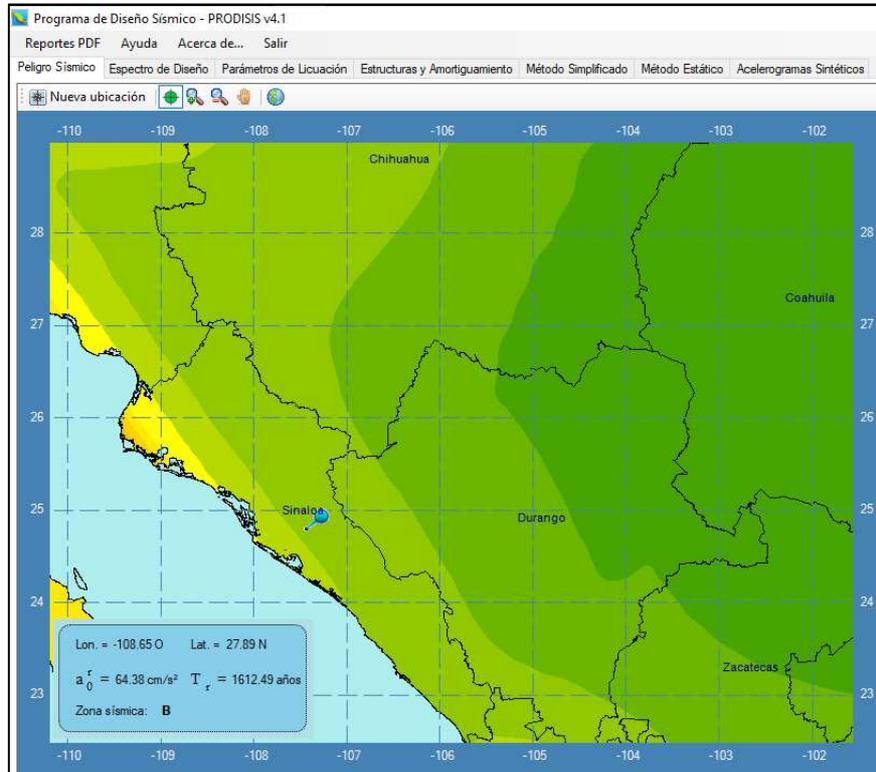


Figura 24. Características generales de la ubicación.

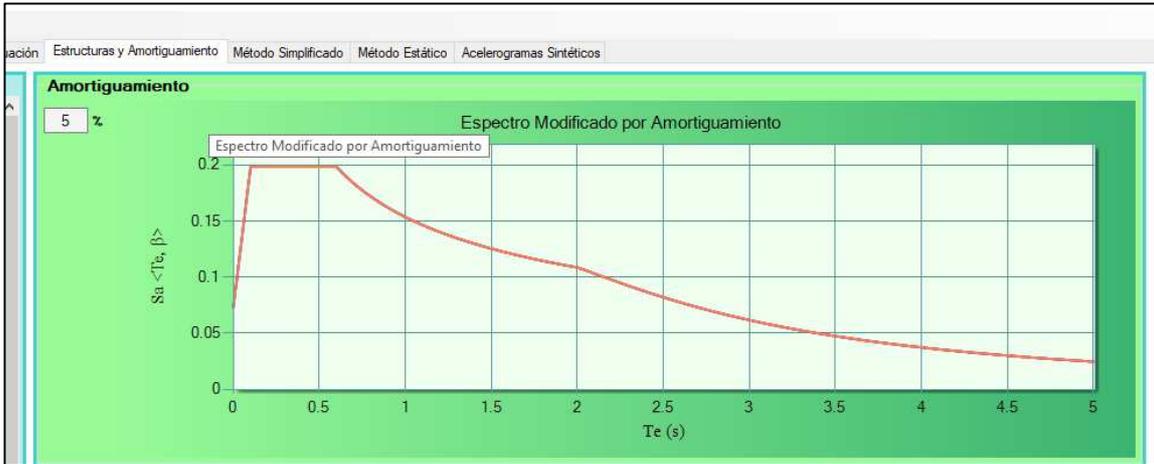


Figura 25. Gráfico de espectro de diseño.

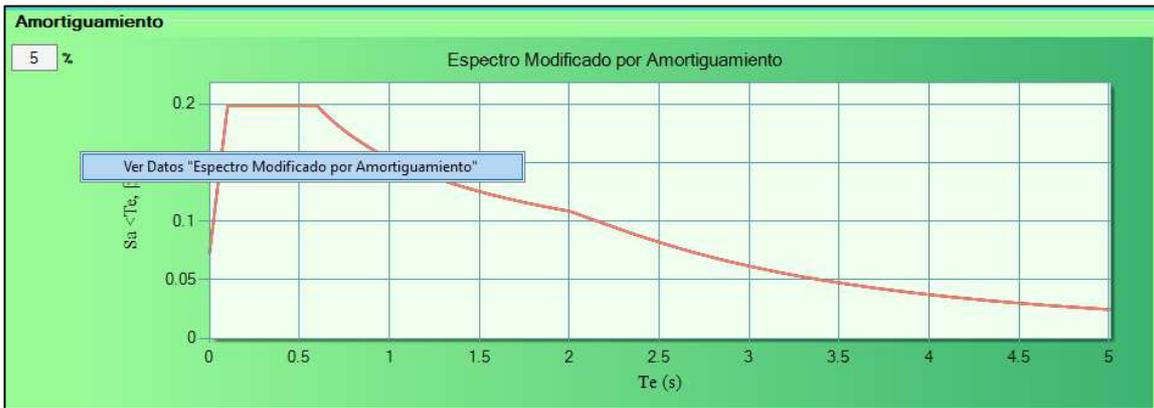


Figura 26. Botón "Ver Datos" (periodo de respuesta y amortiguamiento).

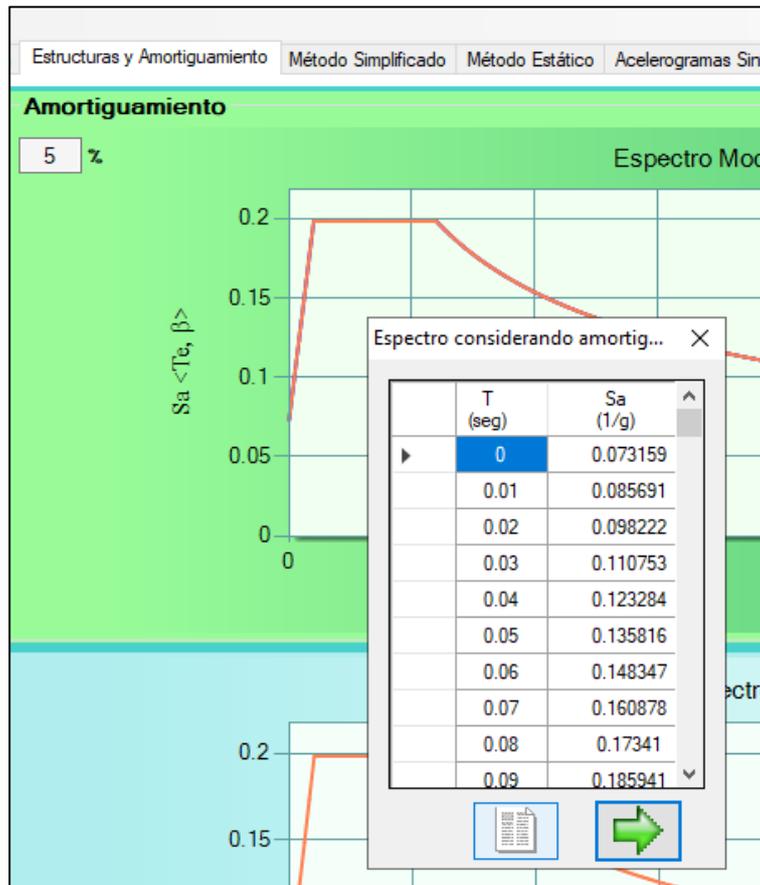


Figura 27. Tabla de periodo y amortiguamiento correspondiente al gráfico.

3.5.4.3. Materiales

La estructura debe estar compuesta por materiales que hagan de ella un esqueleto resistente, recubierto y protegido, además debe de tener características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, aislamiento térmico y acústico, y resistencia al fuego.

Cada uno de los materiales cuentan con una curva esfuerzo-deformación particular, es decir, tienen diferente resistencia, elasticidad, ductilidad, entre otras características mecánicas.

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial se caracterizan por tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y una baja resistencia en tensión, su falla es de carácter frágil y es considerado mampostería aquellos que son formados por conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas.

Dentro de los últimos años, el concreto reforzado es uno de los materiales más desarrollados y populares, ya que aprovecha eficientemente las características de buena resistencia en

compresión, durabilidad, resistencia al fuego y maleabilidad. Por otro lado, tiene alta resistencia en tensión y ductilidad debido a su contenido de acero.

El acero es otro de los materiales más comunes, tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad que otros. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de solicitaciones.

3.5.4.3.1. Materiales propuestos para el diseño de la estructura.

Concreto. La estructura de concreto es diseñada considerando concreto reforzado de acuerdo con los requisitos de diseño del RCDF, con resistencia de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y de $f'_c 250 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo que emplea los elementos del concreto emplean un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, y está constituido por barras corrugadas.

Acero. Para la estructura de acero se emplearan perfiles de acero laminado, con una resistencia $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$.

Mampostería. Los muros de las estructuras contarán con bloque de la región con dimensiones de $15 \times 20 \times 40 \text{ cm}$ y $20 \times 20 \times 40 \text{ cm}$, con una resistencia a la compresión promedio de 90 kg/cm^2 .

3.5.4.4. Modelo matemático.

En el pasado, no se contaba con las herramientas de diseño que se tienen actualmente, las estructuras se proyectaban con bases empíricas, a partir de la extrapolación de construcciones anteriores y de la intuición basadas en la observación. Con el paso del tiempo, se ha llegado a aproximaciones sucesivas, o de prueba y error y que, en su contexto se conoce como evolución. Por lo que los sistemas se han refinado con el paso de los años y sus fallas.

Actualmente se puede apoyar de instituciones que aportan ayudas: métodos analíticos, normas, manuales, experimentación, etc. Tales herramientas nos facilitan el proceso mental a través del cual se desarrolla el diseño estructural.

Los métodos analíticos han tenido tanto desarrollo en las últimas décadas, tanto que se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos de estructuras muy complejas, las cuales cuentan tienen efectos no lineales del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico de las mismas.

El diseño estructural tiende a ser algo tan práctico, por lo que ha crecido la popularización del empleo de sistemas computacionales para su solución. Actualmente existen programas computacionales que permiten generar y visualizar de forma gráfica muchas de las propiedades geométricas y mecánicas requeridas para el análisis.

3.5.4.5. Elaboración de modelo matemático.

Como se mencionó, en la actualidad es común el empleo de programas de cómputo para el análisis estructural, para este caso se utilizó el programa ETABS, Extended 3D Analysis of

Buildings Systems (Análisis Extendido en 3D para Sistemas de Edificaciones) por sus siglas en inglés. ETABS se basa en el método de las rigideces para el análisis estructural y para la obtención de las fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales para su dimensionamiento. Entre sus capacidades, ETABS permite verificar o diseñar las secciones propuestas para cada uno de los elementos estructurales con distintos códigos, manuales o reglamentos de construcción.

A continuación, en los siguientes subtemas, se describe y se muestra de manera ilustrativa como se elaboraron los distintos modelos matemáticos en el programa computacional ETABS.

3.5.4.5.1. Crear nuevo modelo y retícula dimensional.

Al abrir el software nos aparece por default algunos menús y el programa en blanco, por lo que es necesario iniciar creando un nuevo modelo (botón “*New Model*”). Se abre una ventana en el cual se definen el sistema de unidades a utilizar, códigos de diseños que se desean emplear y en el caso del acero nos permite elegir una base de datos de las secciones (figura 28).

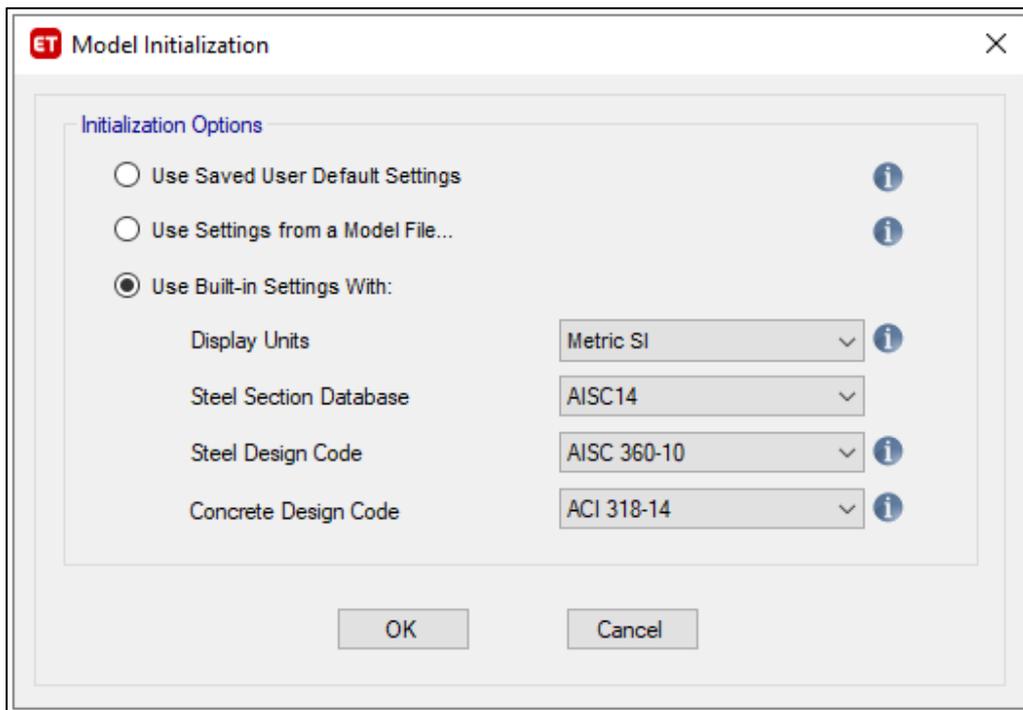


Figura 28. Ventana de configuración de unidades, códigos y base de datos de perfiles de acero.

Después, es necesario crear ejes cartesianos que funcionarán como líneas guías para la geometría del proyecto, es decir, poder introducir las medidas establecidas en el proyecto arquitectónico de manera simplificada. Es necesario seleccionar el menú “*Edit*” – “*Edit*”

Story and Grid System Data”. Dentro de la ventana se podrán agregar los ejes principales y secundarios que se desean, así como las elevaciones de los entrespisos (figuras 29-31).

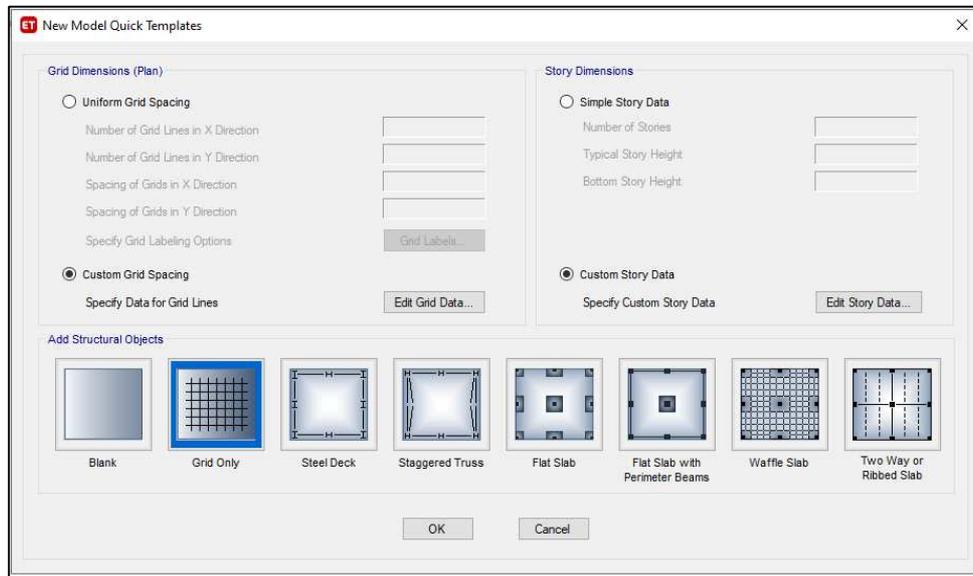


Figura 29. Menú generar para edición de Grids.

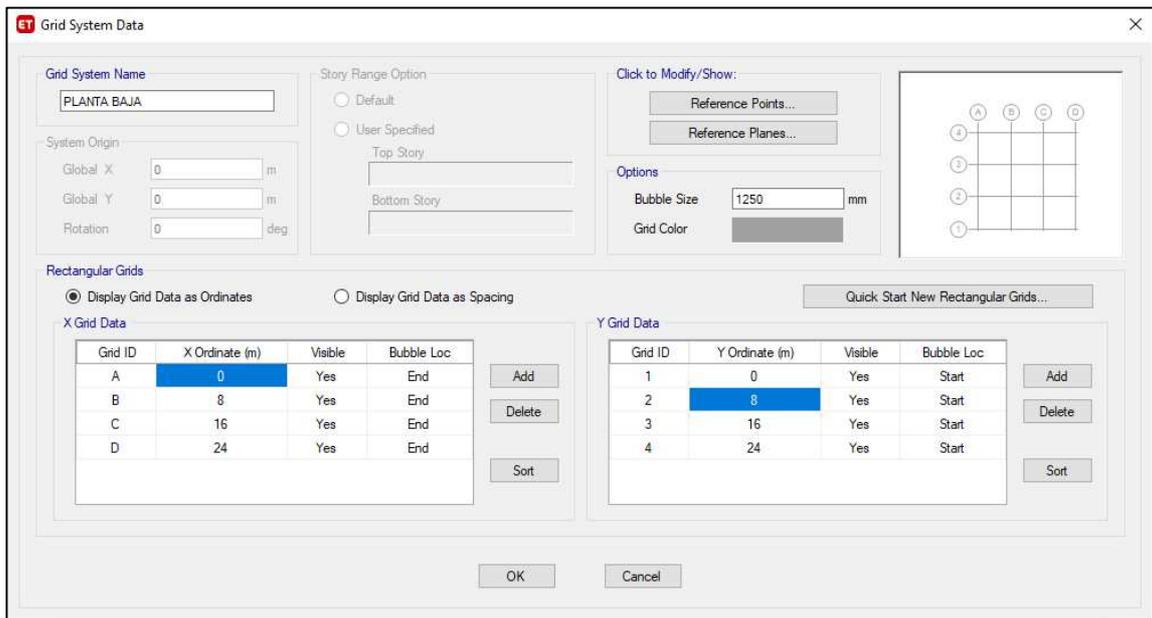


Figura 30. Edición de líneas guías en planta.

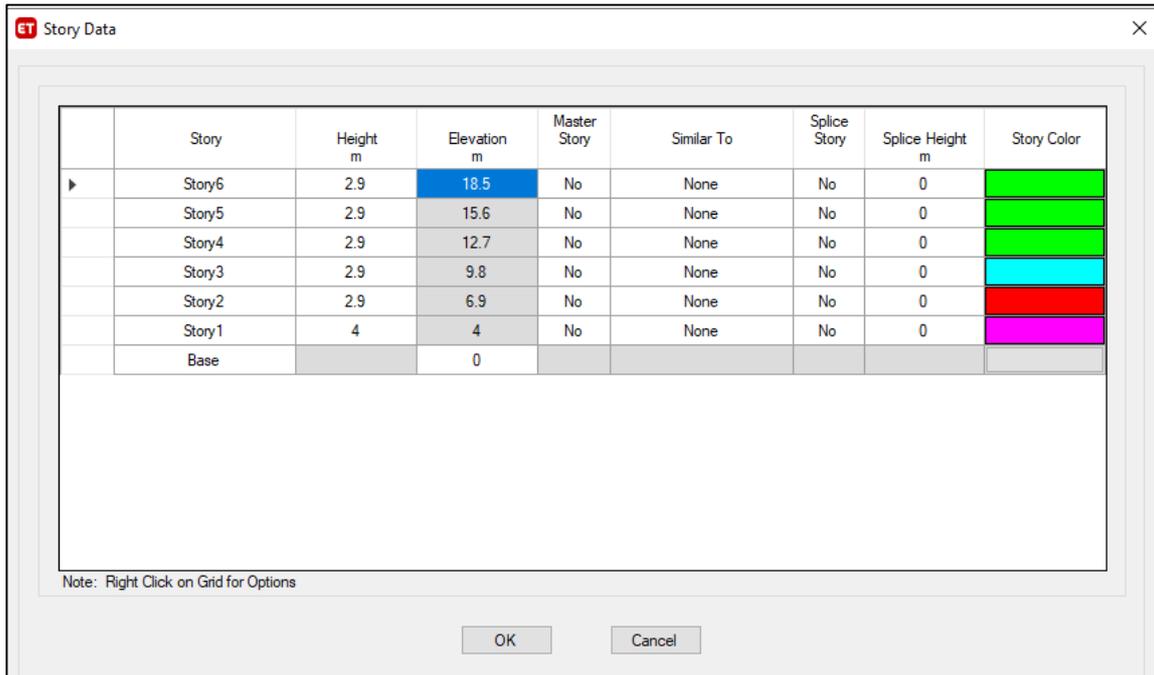


Figura 31. Edición de elevaciones de los entresijos.

3.5.4.5.2. Definición de materiales.

Es necesario establecer las propiedades de los materiales que se utilizarán en el modelo, propiedades como: peso volumétrico, módulo de elasticidad, resistencia a la fluencia o compresión, módulo de Poisson, entre otros.

Para ingresar estos datos al programa computacional se debe acceder al menú “*Define*” - “*Material Properties*”.

Definición de concreto

En este caso, es necesario definir su peso volumétrico, la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, entre otros; por lo que se utilizan los siguientes datos:

Peso volumétrico: 2,400 kg/m³.

Resistencia a la compresión (f'_c).

De acuerdo con el reglamento para el concreto ACI 318S-14 en el apartado “19.2.2 Modulo de elasticidad” menciona que el módulo de elasticidad en concretos de peso normal el módulo de elasticidad se define como lo dice la siguiente ecuación (12):

$$E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \quad (12)$$

Donde:

E_c es el módulo de elasticidad.

$f'c$ resistencia a la compresión en MPa.

Entonces se tiene que:

Concreto $f'c = 150 \frac{kg}{cm^2}$ tiene un $E_c = 183,815.93 \frac{kg}{cm^2}$

Concreto $f'c = 200 \frac{kg}{cm^2}$ tiene un $E_c = 212,251.35 \frac{kg}{cm^2}$

Concreto $f'c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ tiene un $E_c = 237,305.34 \frac{kg}{cm^2}$

En la siguiente figura (32), se representa la definición de uno de los concretos en el programa ETABS en kg/cm^2 .

Material Property Data

General Data

Material Name: Concreto f'c 250

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Yellow] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 237305.35 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 98877.23 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 32. Definición material tipo concreto.

Definición de acero.

De la misma manera que en concreto, se define el peso volumétrico, esfuerzos de fluencia y de ruptura según la calidad del acero estructural. En este caso se establecen las propiedades para acero A992 Gr. 50 para secciones de acero y A615 Gr. 60 para el refuerzo del concreto.

A992 Gr. 50:

- Peso volumétrico: $7,850 \text{ kg/m}^3$.
- Esfuerzo de fluencia: $3,515 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo a la ruptura: $4,920 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad: $2,038,901.92 \text{ kg/cm}^2$.

A615 Gr. 60:

- Peso volumétrico: $7,850 \text{ kg/m}^3$.
- Esfuerzo de fluencia: $4,200 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo a la ruptura: $6,330 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad: $2,038,901.92 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 33 se presenta un ejemplo de la definición de uno de los aceros (A992 Gr. 50) en el programa ETABS.

Material Property Data

General Data

Material Name: A992Fy50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 784193.04 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 33. Definición de acero A992 Gr. 50.

Mampostería

Al igual que el acero y el concreto, también se define el material de mampostería, formado por block estructural hueco. Se consideran dos tipos de muros, uno de espesor de 15 cm y otro de 20 cm, el primero formado con bloques con medidas de 15 cm x 20 cm x 40 cm, mientras que el segundo de 15 cm x 20 cm x 40 cm.

Ambos materiales cuentan con las siguientes características:

- Peso volumétrico: $7,850 \text{ kg/m}^3$.
- Resistencia a la compresión: 90 kg/cm^3 .
- Módulo de elasticidad: $31,500 \text{ kg/cm}^3$.

A continuación, en la figura 34 se muestra un ejemplo de la definición del material mampostería en ETABS.

The image shows a dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: Mamposteria 15X20X40
 - Material Type: Masonry (dropdown)
 - Directional Symmetry Type: Isotropic (dropdown)
 - Material Display Color: A blue color swatch with a "Change..." button.
 - Material Notes: A "Modify/Show Notes..." button.
- Material Weight and Mass:**
 - Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density".
 - Weight per Unit Volume: 0.00131 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0.000001 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 31500 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C
 - Shear Modulus, G: 13125 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - A button labeled "Modify/Show Material Property Design Data..."
- Advanced Material Property Data:**
 - Buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties..." (disabled).

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 34. Definición de material mampostería.

3.5.4.5.3. Definición de secciones.

Una vez definidos los materiales, es importante y necesario definir las secciones que darán el soporte necesario a la estructura, entre ellas trabes, vigas, columnas, sistemas de piso, muros, etc., dentro de estas las propiedades establecer son sus dimensiones, el/los material/materiales que las conforma y en su caso la longitud de recubrimientos.

ETABS tiene una gran variedad de geometría predeterminadas para la definición de dimensiones de las secciones, tales como canales, tes, tipo W, cajones, circulares, rectangulares, etc., y a su vez se pueden crear secciones especiales. Automáticamente el programa computacional calcula sus propiedades geométricas, es decir, su área transversal, momentos de inercia, momentos plásticos, área de cortante, etc.

Para definir las secciones se debe seleccionar el menú “*Define*” – “*Section Properties*” y según su caso elegir:

“*Frame section*” para crear trabes, vigas y columnas.

“*Slab section*” para crear losas, de concreto usualmente.

“*Deck section*” para crear losacero.

“*Wall section*” para crear muros.

Frame section: Trabes, vigas o columnas.

Una vez seleccionada la pestaña “*frame section*”, debemos pulsar el botón “*Add New Property*” en el cual podemos definir una sección de concreto, acero y otros, y elegir la forma de la sección. Posteriormente se abre una ventana como en la cual podremos definir las propiedades de la sección como lo es el material que la conforma, factores de rigidez, recubrimiento y cantidad de acero (en el caso del concreto reforzado), y dimensionamiento.

En las figuras 35 y 36 se puede observar un ejemplo de cómo se define una columna de concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , dimensiones de 50 cm de ancho y 50 cm largo, recubrimiento de 4 cm, refuerzo longitudinal con cuatro varillas en los ejes “x” y “y” del número 5, y refuerzo transversal tres barras (estribos) en los ejes “x” y “y” de varilla número 3 a cada 20 cm.

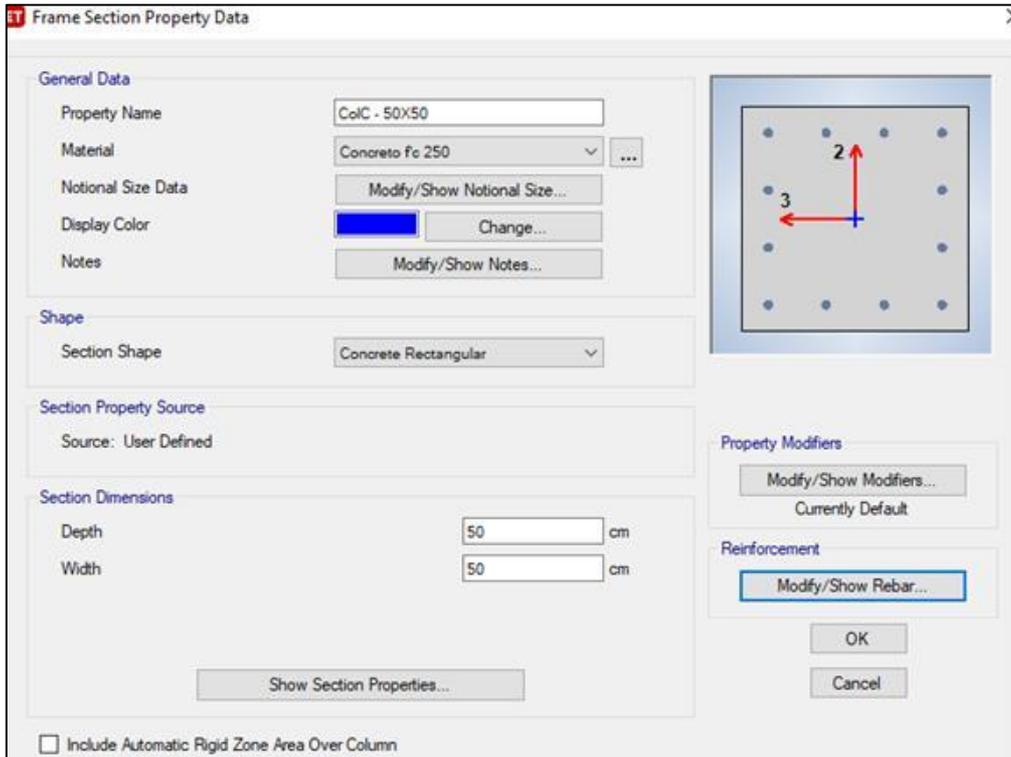


Figura 35. Definición de materiales y dimensiones.

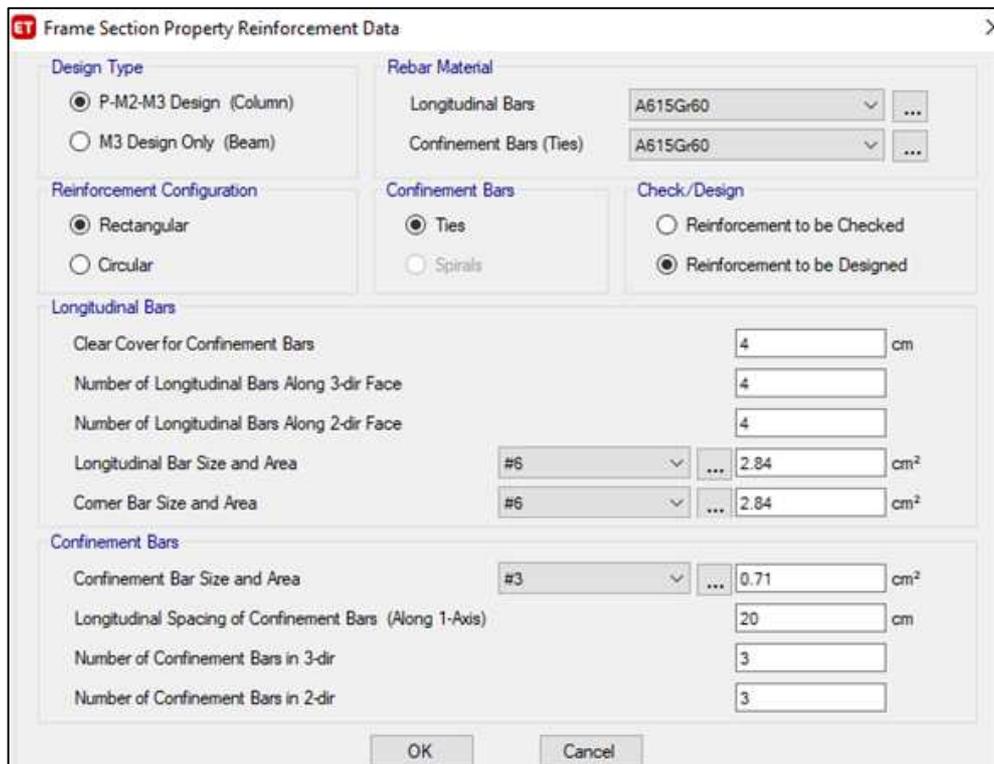


Figura 36. Definición de sección columna, refuerzo longitudinal y transversal.

En los perfiles de acero solo es necesario definir el material y las dimensiones con las que cuenta la sección, en la figura 37 se muestra un ejemplo de la creación de una sección IR.

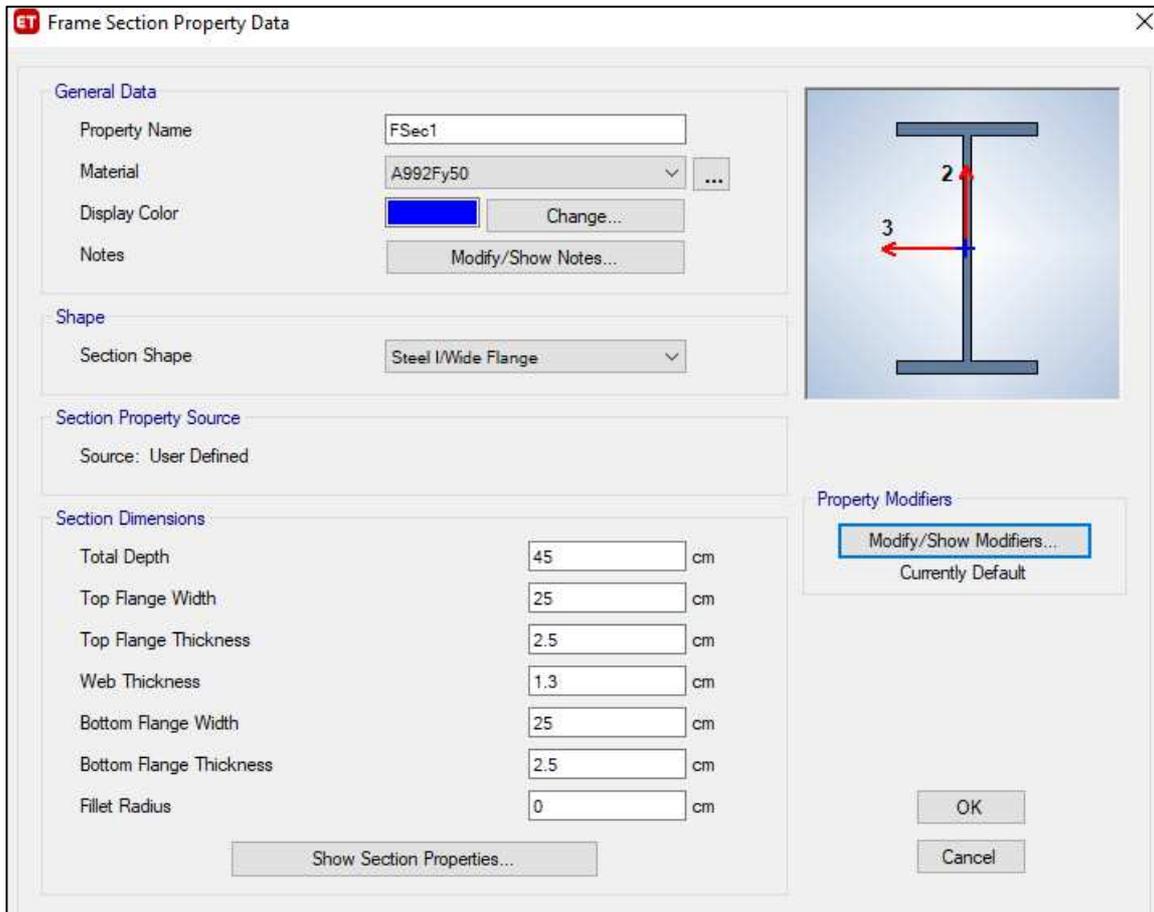


Figura 37. Definición de sección de acero.

Slab section: Losas.

Dentro de la ventana que se abre al seleccionar “*Slab section*” se elige agregar una nueva losa (Botón “*Add New Property*”) y nos permite el programa configurar las propiedades de esa losa, tales como dimensiones, materiales, tipo (maciza, nervada en un eje o ambos, en caída o rígida y, el tipo de modelo (delgada, gruesa, en capa o membrana).

En la figura 38 se muestra un ejemplo de cómo se definió una losa nervada en ambos sentidos, 5 cm de capa de compresión y 35 cm de espesor, resistencia a la compresión de 250 kg/cm² y como losa delgada.

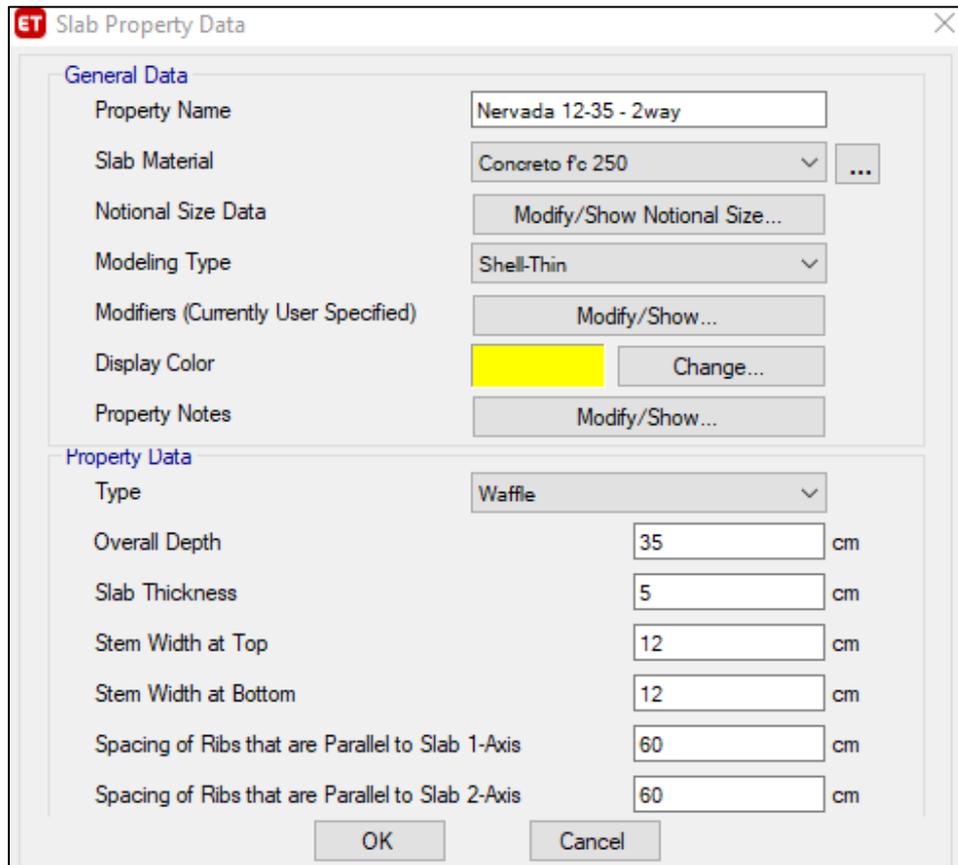


Figura 38. Ejemplo de definición de losa nervada.

Deck section: losacero.

Al igual que las secciones o losas, se pulsa el botón “*Add New Property*” para crear una nueva losacero. Dentro de la ventana, podemos establecer el dimensionamiento de la losa, el tipo (rellena, sin relleno, solida), material de relleno (en su caso) y el material de la losa.

A continuación, en la figura 39 se muestra un ejemplo de una losacero con relleno de concreto con resistencia a la compresión 250 kg/cm², de acero A992 Gr. 50. y su dimensionamiento.

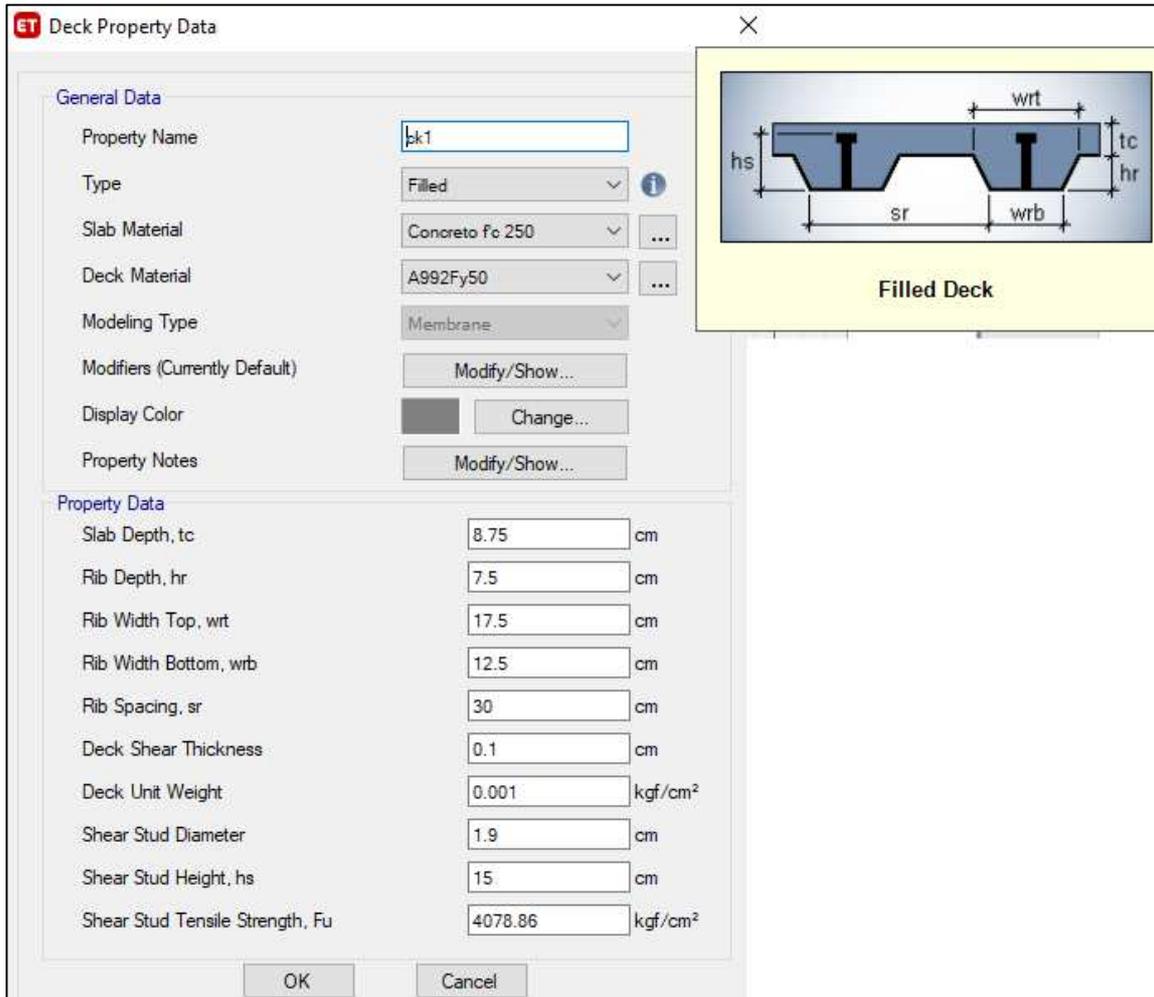


Figura 39. Ejemplo de definición de losacero.

Wall section: muros.

Al igual que los elementos anteriores, se pulsa el botón “*Add New Property*” en el cual podemos definir las propiedades del muro: su espesor, tipo de modelo (membrana, muro grueso o delgado) y, el material.

En la figura 40 se muestra un ejemplo de la configuración de un muro de concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm², 20 cm de espesor y modelo delgado.

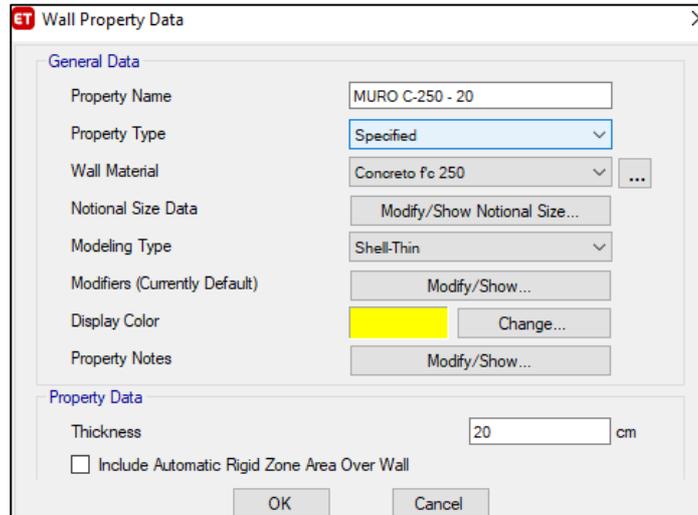


Figura 40. Ejemplo de definición de muro.

3.5.4.5.4. Trazo de geométrico de la estructura.

Definidos los ejes principales de la estructura, los materiales y las secciones, se procede con el trazo general de la estructura, introduciendo los perfiles que se consideran para la estructuración preliminar.

Trazo de trabes o vigas principales

Para trazar las vigas principales es necesario seleccionar dentro del menú “Draw” la pestaña “Draw Beam/Column/Brace Objets” y dentro del mismo el botón “Draw Beam/Column/Brace Objets”, señalar el tipo de elemento (frame), la sección y las restricciones de sus nodos (en el caso de trabe se elige “Continuous”), entre otros. En la figura 41 se muestra cómo se trazan las vigas principales y configura.

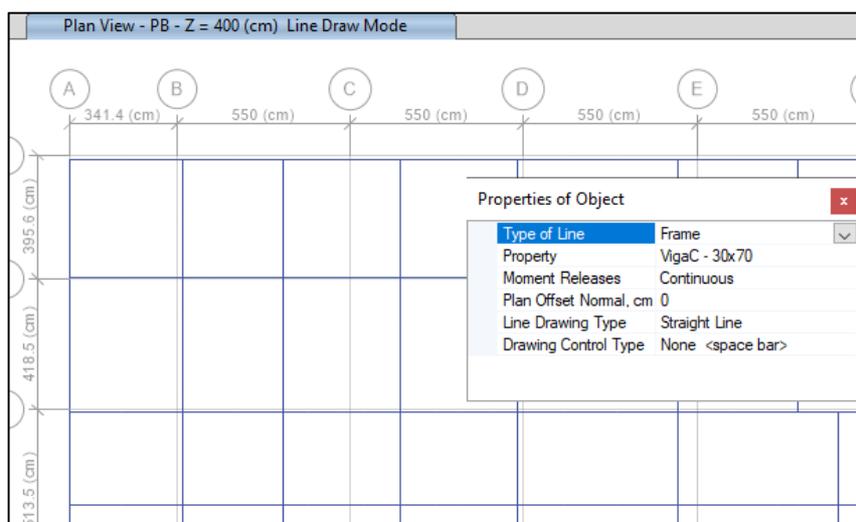


Figura 41. Trazo de trabes.

Trazo de vigas secundarias

En este caso, se entra al mismo menú y misma pestaña que se necesita para el trazo de la viga principal (“Draw” – “Draw Beam/Column/Brace Objects” pero se entra en el botón “Quick Draw Secondary Beams”. Se señala el tipo de sección, el tipo de elemento, cantidad de vigas a ingresar, y la configuración las reacciones en sus nodos (articulados), en la figura 42 se observa el trazo y la configuración correspondiente a una viga secundaria.

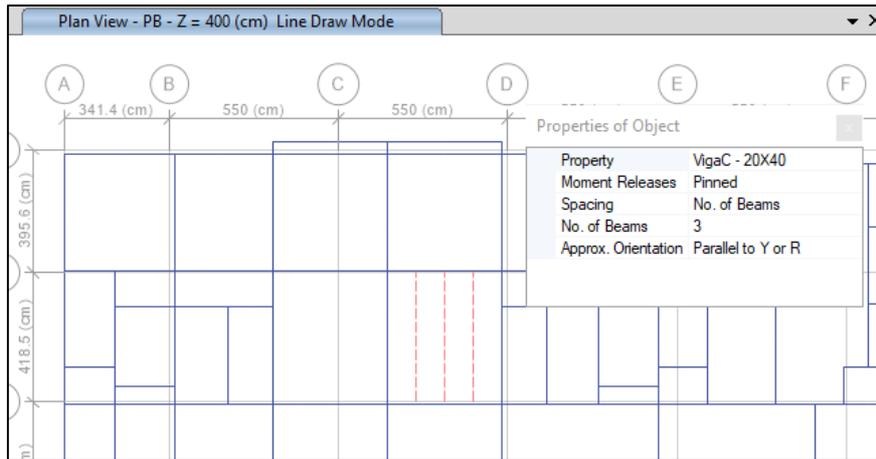


Figura 42. Trazo y configuración de viga secundaria.

Otra manera de modificar las restricciones de los elementos estructurales, tales como asignar vigas secundarias, se tienen que liberar los grados de libertad rotacionales para lograr una articulación, es necesario seleccionar las vigas que se quieren articular e ingresar al menú “Assign” – “Frame” y elegir el botón “Releases/Partial Fixity”, donde se liberan los momentos en ambos sentidos y en ambos nodos (inicial y final), en la figura 43 se muestra la configuración que previamente explicada.

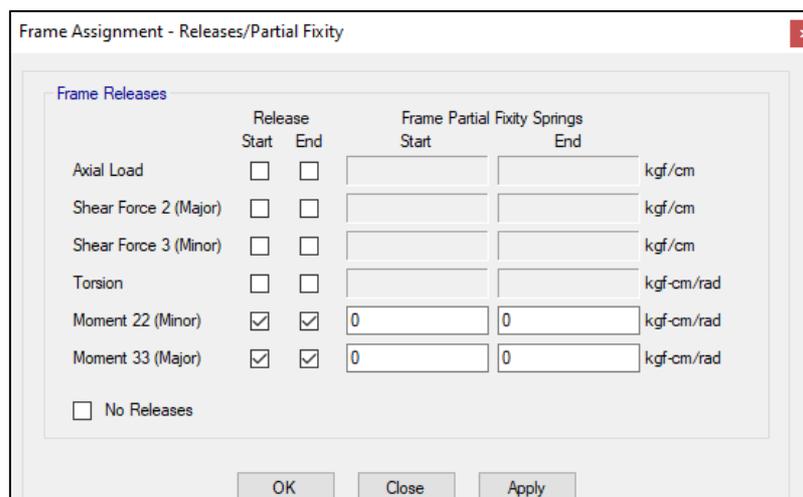


Figura 43. Asignación de grados de libertad en elementos barra.

Trazo de columnas

Es necesario ingresar al mismo botón que se utiliza para el trazo de vigas principales, la diferencia es que para dibujarla se necesita poner la visualización del modelo en elevación o en 3D, se elige la sección (una columna antes definida) y la reacción de los nodos dejarla en predeterminada (“continuos”), en la figura 44 se muestra cómo se trazan las columnas visualizando el modelo en elevación.

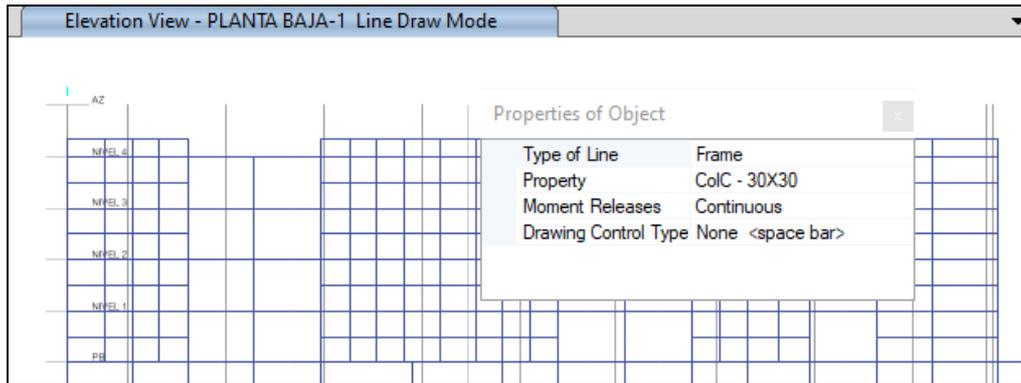


Figura 44. Trazo de columna con visualización en elevación.

Trazo de sistema de piso y muros

Para trazar las áreas de las losas o muros es necesario recurrir al menú “*Draw*” – “*Draw Floor/Wall Objects*” “*Draw Floor/Wall*” y dependiendo lo que se desee dibujar elegir la visualización adecuada, por lo que para dibujar losas es recomendable la vista en planta, mientras que para muros es preferente utilizar vista en elevación o en 3D.

A continuación, en las figuras 45 y 46 se muestra cómo es que se trazaron losas y muros, respectivamente.

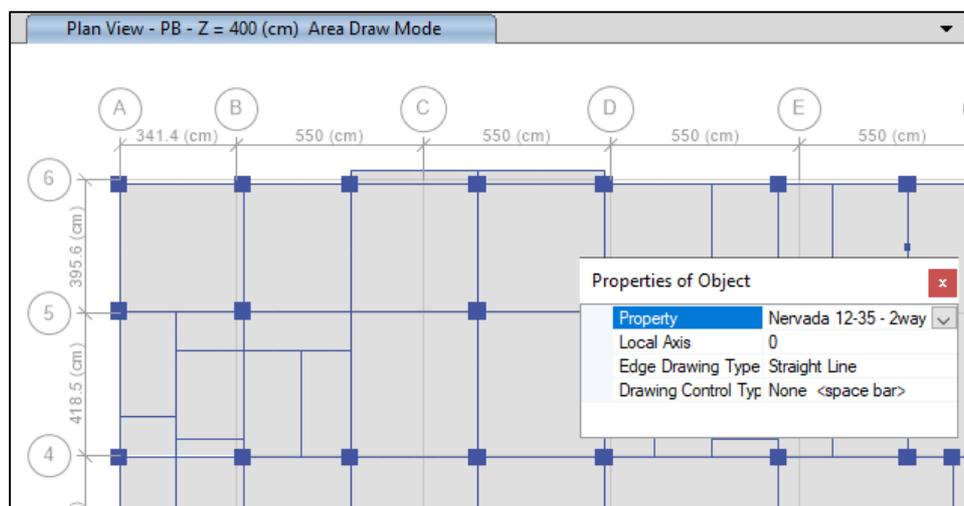


Figura 45. Trazo de losas por medio de vista en planta.

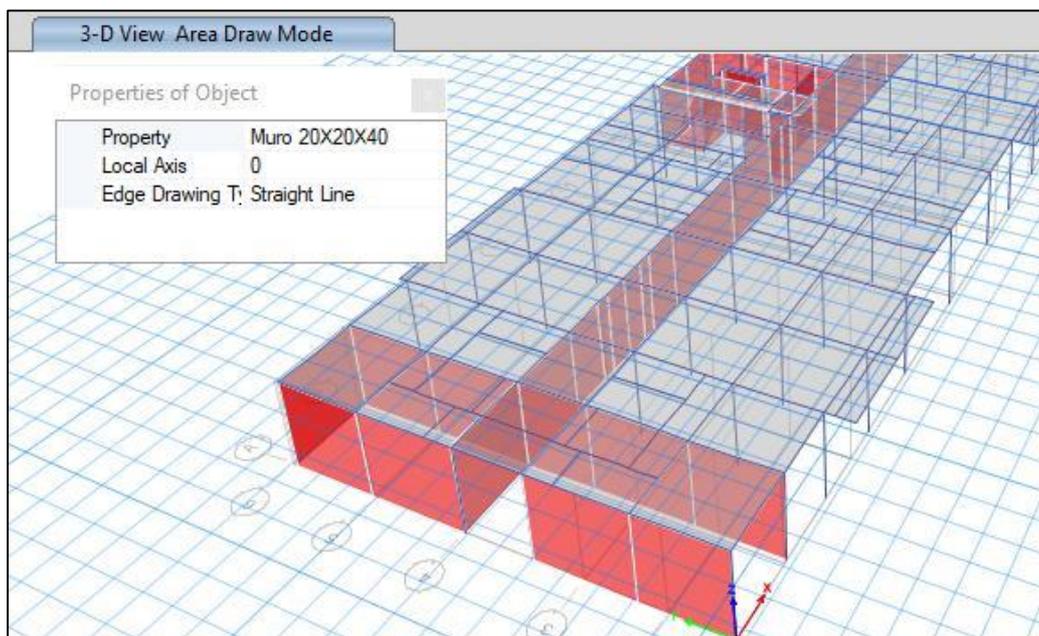


Figura 46. Trazo de muros por medio de vista 3D.

Condiciones de frontera y tipos de apoyos

Es importante indicar cuales son las condiciones de frontera o apoyo que tienen los elementos estructurales, para ello, es necesario seleccionar los nodos (Joints) y asignarles sus correspondientes condiciones. Para declarar condiciones sobre los nodos en el programa ETABS se debe seleccionar en el menú “Assign” la pestaña “Joint” y elegir el botón “Restrains”. Se abre una ventana en la cual podemos definir la traslación y rotación de los nodos en cada uno de los ejes (“x”, “y” y “z”) así como se muestra en la figura 47.

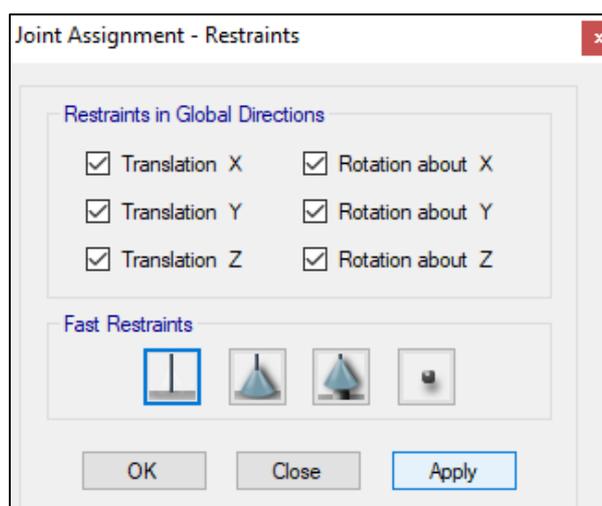


Figura 47. Asignación de condiciones de frontera en nodos.

Recopilando los procedimientos que se siguen para el trazo de cada uno de los elementos estructurales, se integra un modelo matemático de toda la estructura en estudio, a continuación, se muestra en la figura 48 como se visualizan los modelo con cada uno de sus elementos.

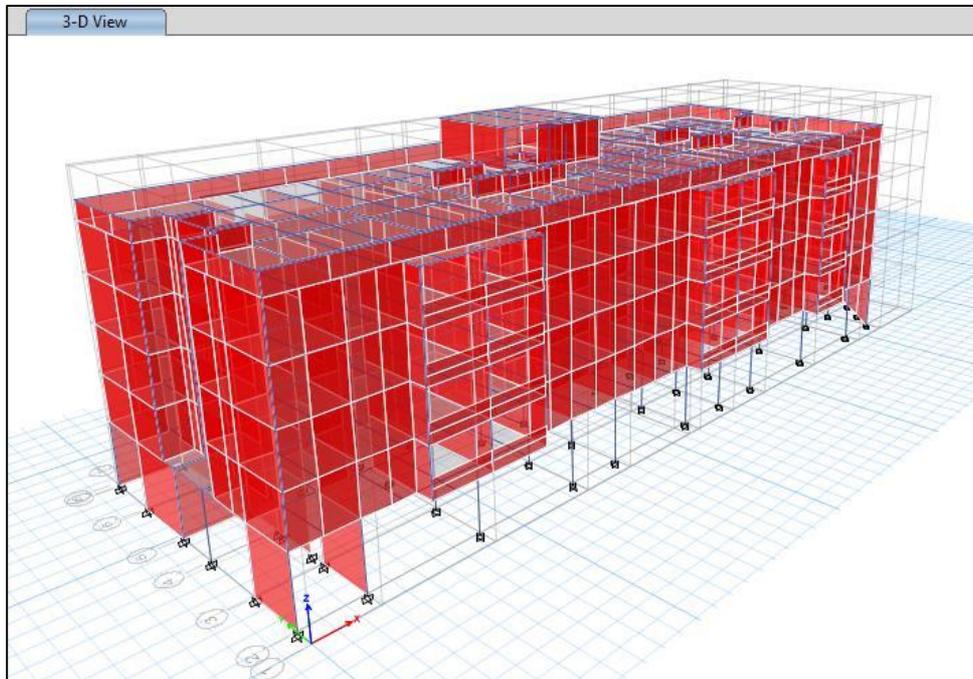


Figura 48. Modelo matemático en vista 3D.

3.5.4.5.5. Definir de estados de carga.

Para poder representar los efectos de las cargas a los que estará sujeto el edificio siguiendo la reglamentación vigente del sitio (o la recomendada por reglamentos) es conciso definir los estados de cargas, tanto gravitacionales como accidentales. Esto, con propósito de posteriormente establecer las combinaciones de diseño señaladas en los manuales y/o reglamentos. Consecutivamente revisar que el comportamiento de los desplazamientos laterales del edificio se encuentre dentro del parámetro permisible.

En las NTC-CADEE, en su sección 2.1 se establecen los tipos tres tipos de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras. Describiendo que:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves.

A continuación, se desglosa los distintos estados de carga a los cuales estará sometida la estructura y su correspondiente nomenclatura.

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva máxima.

CVINS: Carga viva instantánea o reducida.

SX: Carga sísmica en dirección X (espectro de diseño).

SY: Carga sísmica en dirección Y (espectro de diseño).

Para definir cada uno de los estados de carga en el programa computacional ETABS, se selecciona en el menú “*Define*” el botón “*Load Patterns*”. Dentro de la ventana que arroja, se crean los nombres, el tipo de carga (viva, muerta, sísmica), la proporción de peso propio a considerar (en este caso se considera todo el peso por carga muerta, asignando valor de 1) y seleccionando en el botón “*Add New Load*” es como el programa computacional va agregando las cargas, en la figura 49 se muestra cómo quedan establecidas las cargas.

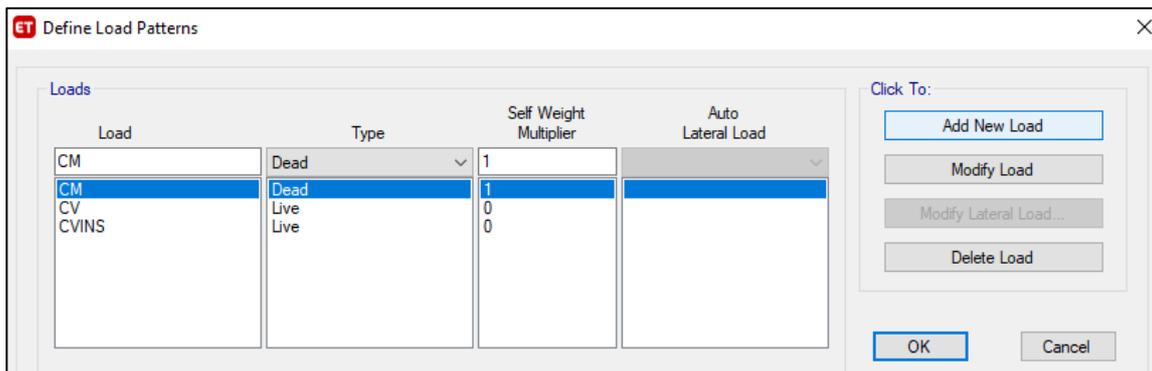


Figura 49. Definición de cargas.

En el caso de las cargas de sismo (accidentales), se debe introducir los datos correspondientes al espectro de diseño obtenido por medio de PRODISIS (apartado 3.5.4.2.3.1). Para añadirlo al programa ETABS se accede al menú “*Define*” y dentro de la pestaña “*Functions*” seleccionar el botón “*Response Spectrum*”. Se abrirá una ventana, cómo es un documento externo al ETABS, se debe elegir dentro de la cinta opciones “*From file*” (“desde archivo”, en español), después seleccionar “*Add New Function*”, se abre una ventana más (figura 50) en la cual se nombra el espectro, se establece el factor de amortiguamiento, que los valores del espectro están en periodo y valor de respuesta, se elige el archivo en el botón “*Browse*” y se procede a guardar. Por último, en la figura 51 podemos ver cómo es que queda registrado el espectro de diseño que se va utilizar para el diseño por sismo.

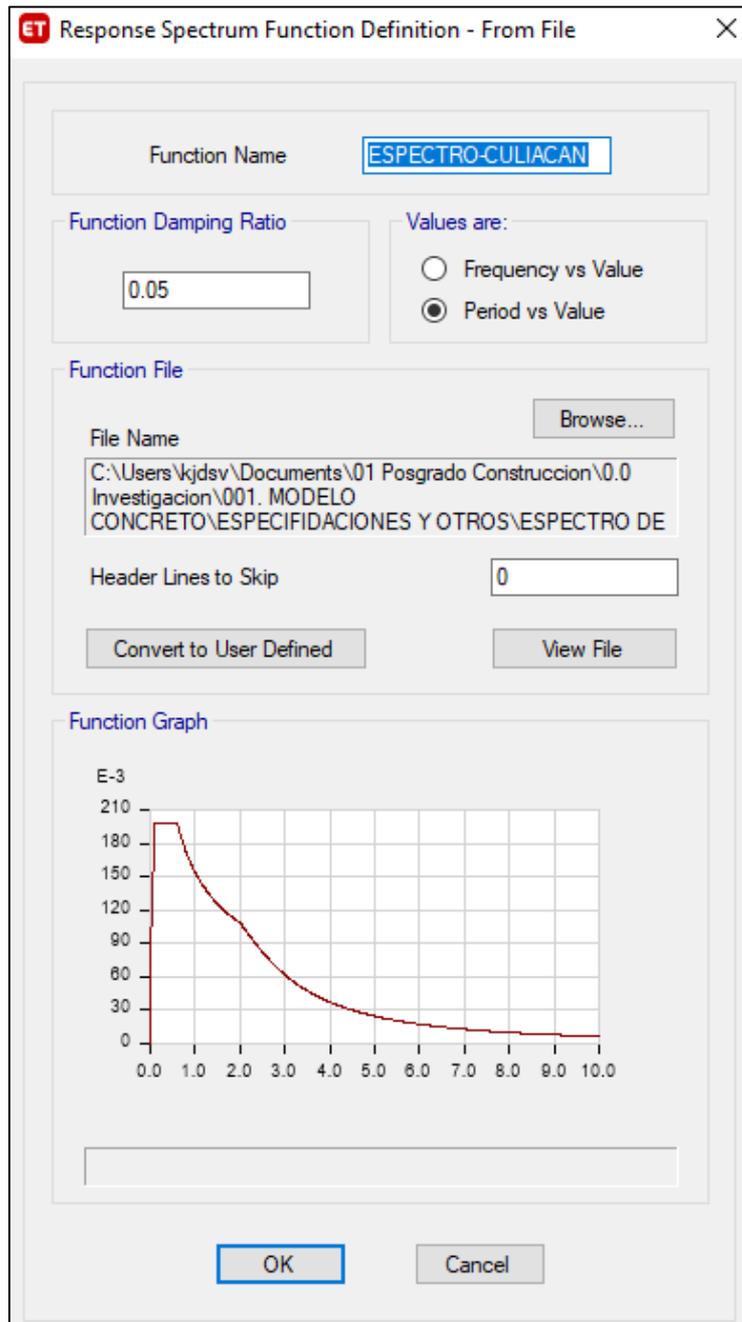


Figura 50. Configuración de espectro de diseño obtenido desde archivo.

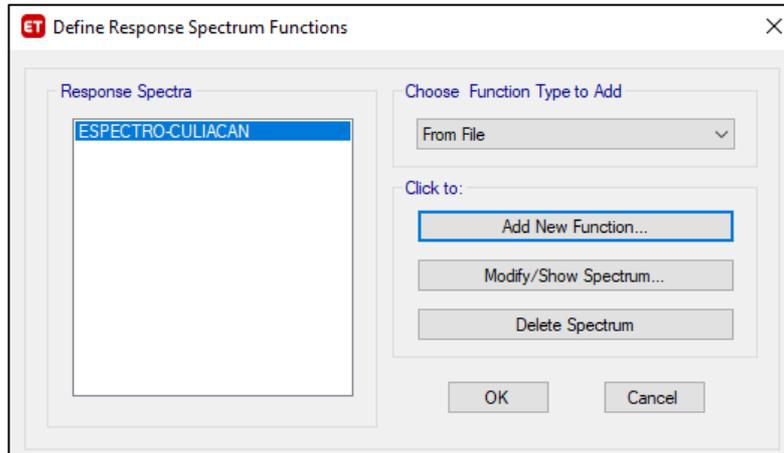


Figura 51. Espectro de diseño.

Asignado el espectro de diseño se procede a definir las cargas y como es que estas funcionan. Es necesario acceder a “Load Cases” dentro del menú “Define”. Seleccionando “Add New Case” se desplaza una nueva ventana en la cual se puede agregar el nombre de la carga, el tipo al que pertenece y el factor de escala correspondiente.

A continuación, se muestra en la figura 52 como se añadieron las cargas estáticas (muertas, vivas máximas y vivas instantáneas). Configuradas como estáticas lineales (“Linear Static”) y su factor de escala (1),

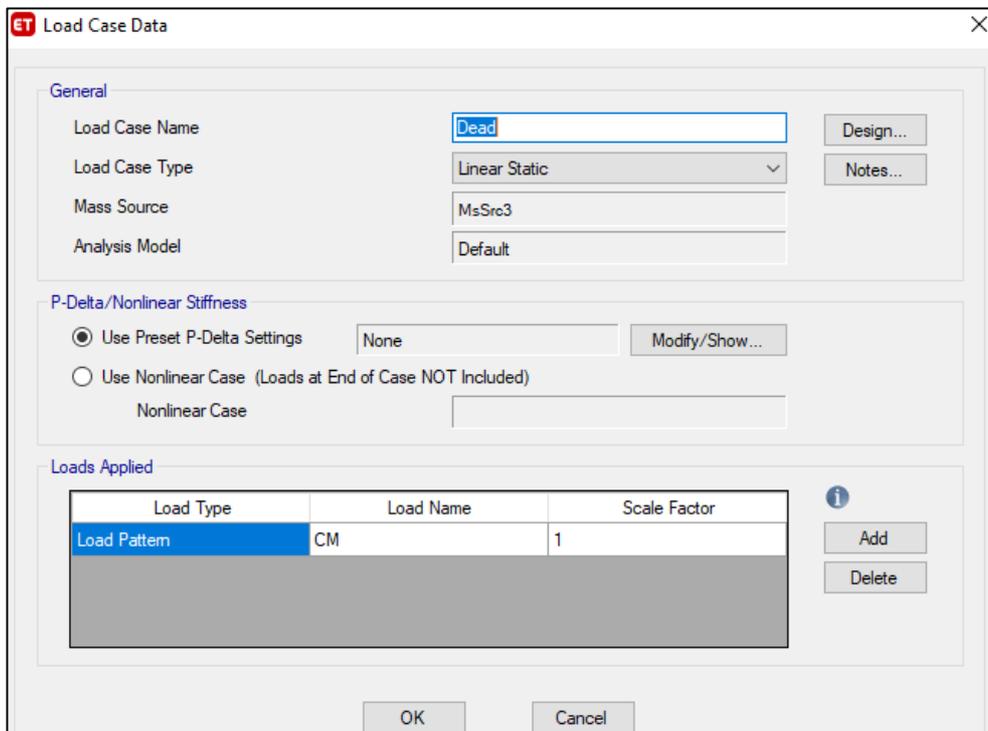


Figura 52. Configuración de acciones estáticas.

En tanto a las cargas dinámicas (sismo) se definió por espectro de diseño (“*Response Spectrum*”) en las cuales se hacen las siguientes consideraciones:

- En el caso del espectro en dirección “x” la aceleración es considerada en U1 debido a la disposición de los ejes con los que trabaja el programa ETABS, mientras que en dirección “y” la aceleración se define con el eje U2 del programa. Para la dirección “z” se configuraría en U3, pero en este caso no es necesario establecer cargas sobre ese eje.
- El factor de escala utilizado es el valor promedio de la fuerza de gravedad (9.8067).
- CQC como el método de combinación modal: hace uso de combinaciones cuadráticas, contando con amortiguamiento modal (0.05 en este caso).
- Combinación direccional SRS.

En la figura 53 como se configuraron las cargas dinámicas (sismo) utilizando el espectro de diseño.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Default Uniform	9.8067

Figura 53. Configuración de acciones dinámicas.

A continuación, se muestran los casos considerados para el diseño estructural (figura 54).

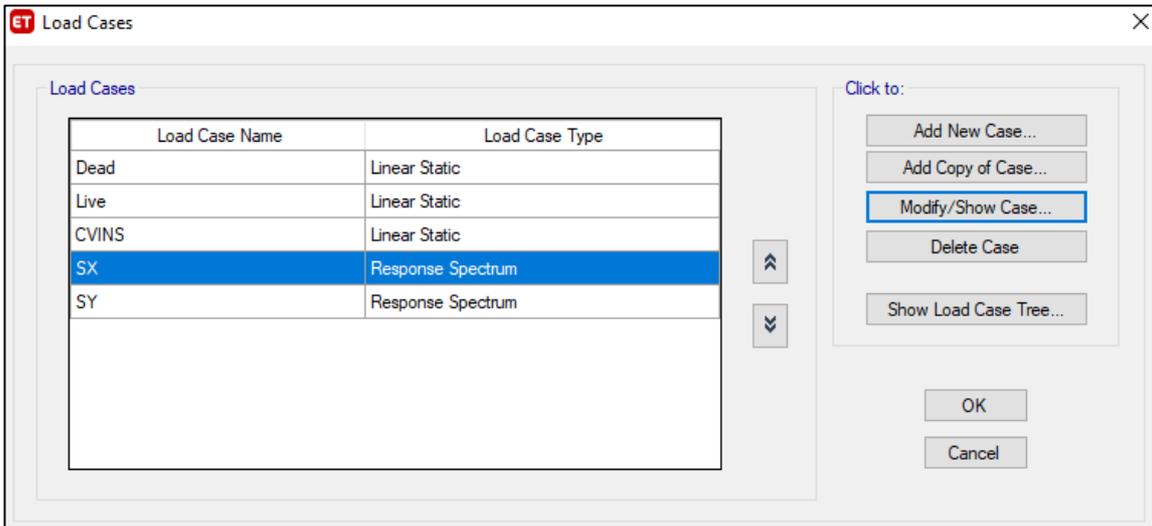


Figura 54. Cargas estáticas y dinámicas del edificio en estudio.

3.5.4.5.6. Combinaciones de diseño.

Es necesario establecer las combinaciones de carga para el diseño estructural, se definen las combinaciones de carga a partir de lo que establece el RCDF. En las NTC-CADEE, sección 2.3 Combinaciones de acciones, se describe que una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerando las siguientes categorías de combinaciones:

- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideraran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1 (tabla 17), considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y
- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

Conectando con la sección 3.4 de las NTC-CADEE, para determinar el factor de carga se aplican las siguientes reglas:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

Por otro lado, las NTC-DS menciona en su sección “2.4 Efectos bidireccionales” que para el método dinámico modal espectral los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

Interpretando lo mencionado se asignan las siguientes combinaciones de carga:

1. $1.3 \text{ CM} + 1.5 \text{ CV}$
2. $1.1 \text{ CM} + 1.1 \text{ CVINS} + 1.1 \text{ SX} + 0.33 \text{ SY}$
3. $1.1 \text{ CM} + 1.1 \text{ CVINS} + 0.33 \text{ SX} + 1.1 \text{ SY}$
4. $1.1 \text{ CM} + 1.1 \text{ CVINS} - 1.1 \text{ SX} - 0.33 \text{ SY}$
5. $1.1 \text{ CM} + 1.1 \text{ CVINS} - 0.33 \text{ SX} - 1.1 \text{ SY}$
6. $0.9 \text{ CM} + 1.1 \text{ SX} + 0.33 \text{ SY}$
7. $0.9 \text{ CM} + 0.33 \text{ SX} + 1.1 \text{ SY}$
8. $0.9 \text{ CM} - 1.1 \text{ SX} - 0.33 \text{ SY}$
9. $0.9 \text{ CM} - 0.33 \text{ SX} - 1.1 \text{ SY}$

Para agregar esas combinaciones de carga en el programa ETABS, se elige dentro del menú “*Define*” , se elige la opción “*Load Combinations*” donde se procede a agregar combinaciones de carga en el botón “*Add New Combo*”. En la figura 55 se muestra cómo se agregan las cargas y el factor de carga correspondiente. Al definir todas las combinaciones

de cargas se muestran todas por separado en la ventana de “*Load Combinatios*”, cómo se muestra en la figura 56.

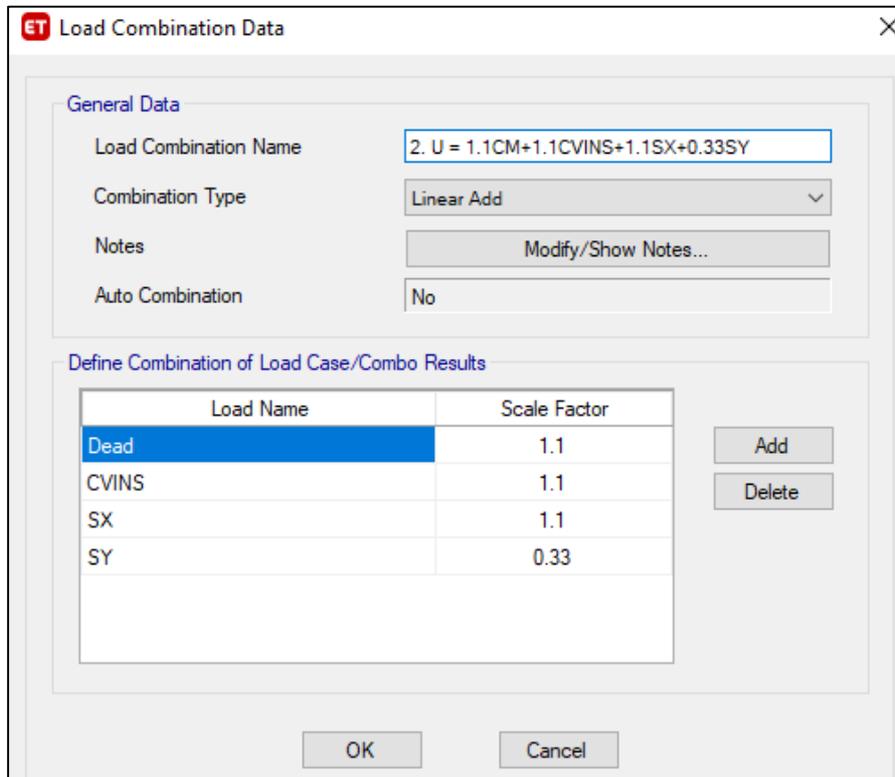


Figura 55. Configuración de combinaciones de cargas.

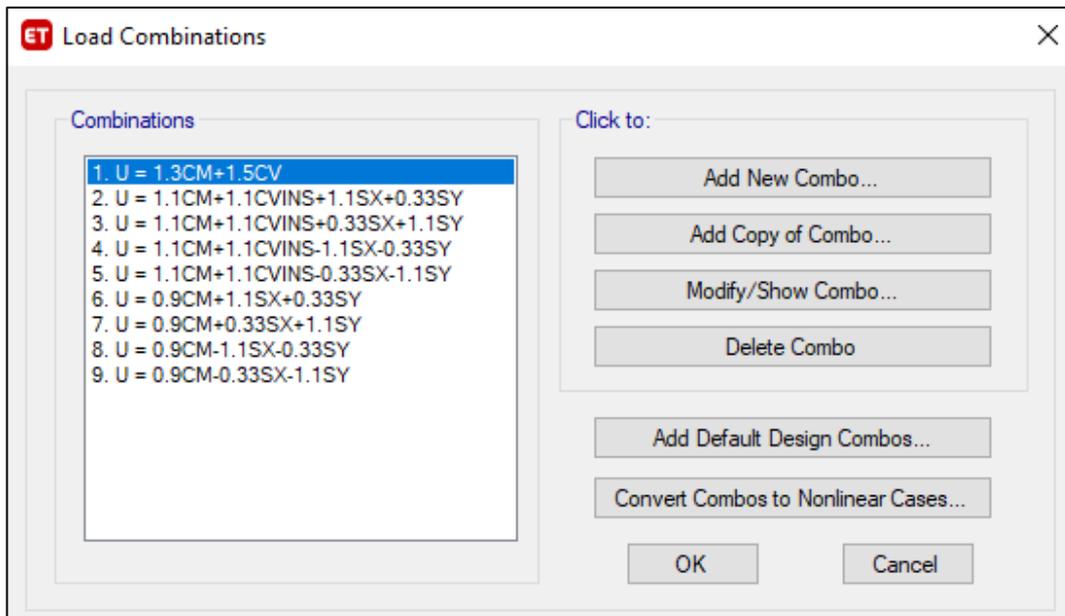


Figura 56. Combinaciones de cargas establecidas por RCDF.

3.5.4.5.7. Aplicación de cargas.

De acuerdo con el apartado 3.5.4.2 con nombre “Análisis de cargas” de este escrito, se pronunciaron que se consideran para el diseño de la estructura, mismas que se aplican al modelo matemático. A continuación, se narra cómo se introducen al modelo las cargas gravitacionales y accidentales.

I. Cargas gravitacionales en elementos áreas

Para aplicar las cargas gravitacionales (en este caso distribuidas uniformemente) se accede en ETABS a “Assign” – “Shell Loads” – “Uniform”. Posteriormente, se seleccionan todas aquellas áreas a las que se desea sumar una carga, se elige el tipo de carga que se desea añadir, la cantidad según las unidades activas del programa (kg/m^2) y, si se desea añadir o remplazar o eliminar cargas existentes. En la figura 57 se muestra cómo se añadió carga viva instantánea a elemento área (losas).

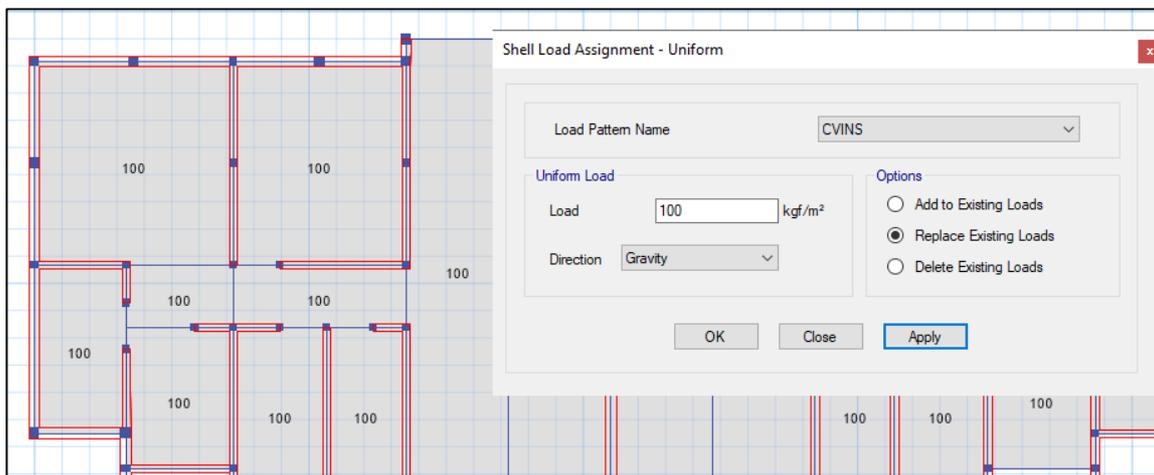


Figura 57. Aplicación de carga sobre elemento área.

II. Cargas accidentales por efectos de sismo

Como se menciona en el apartado 3.5.4.2.3 de este documento, para esta edificación fue necesario realizar un análisis modal debido a las condiciones que presenta esta edificación.

Para aplicar las fuerzas sísmicas estimadas por los espectros de respuesta, es necesario definir diafragmas rígidos a cada uno de los entrepisos, de manera que se apliquen dichas fuerzas y se cumpla con la hipótesis de que los niveles se mueven de manera uniforme, siendo entre ellos independientes.

Dentro del programa ETABS se calculan automáticamente los centros de masa y rigideces de cada entrepiso, por lo que la fuerza sísmica y excentricidad de cada entrepiso es considerada.

Para asignar esos diafragmas primero es necesario definirlos dentro del menú “*Define*” en la opción “*Diaphragm*” (figura 58). Una vez abierta la ventana se agregan los diafragmas de cada entrepiso pulsando “*Add New Diaphragm*” y se selecciona la opción “*Rigid*” (rígido), así como se muestra en la figura 59.

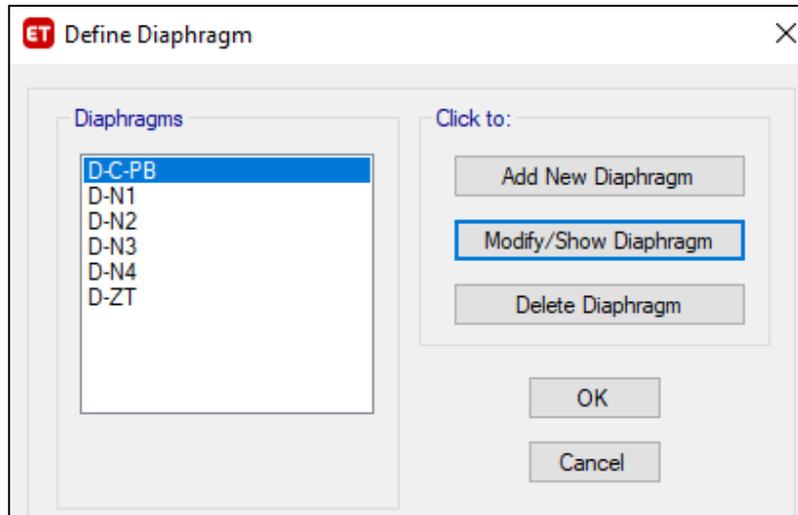


Figura 58. Definición de diafragmas.

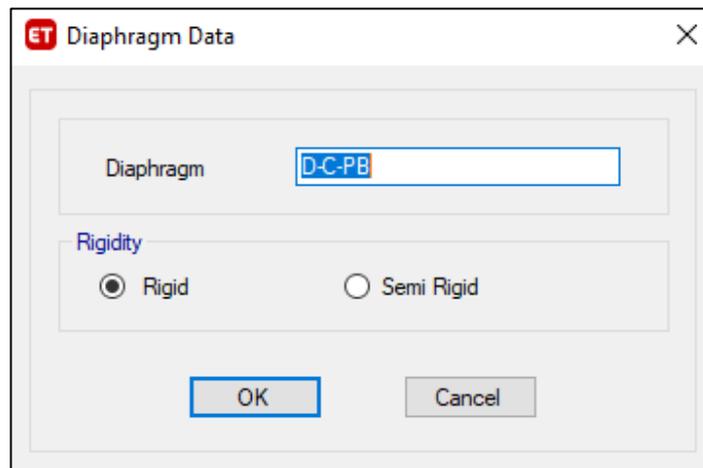


Figura 59. Configuración de diafragma rígido.

Una vez definidos los diafragmas se seleccionan los elementos del entrepiso y se asigna seleccionando “*Assign*” – “*Shell*” – “*Diaphragm*”, así como se muestra en la figura 60.

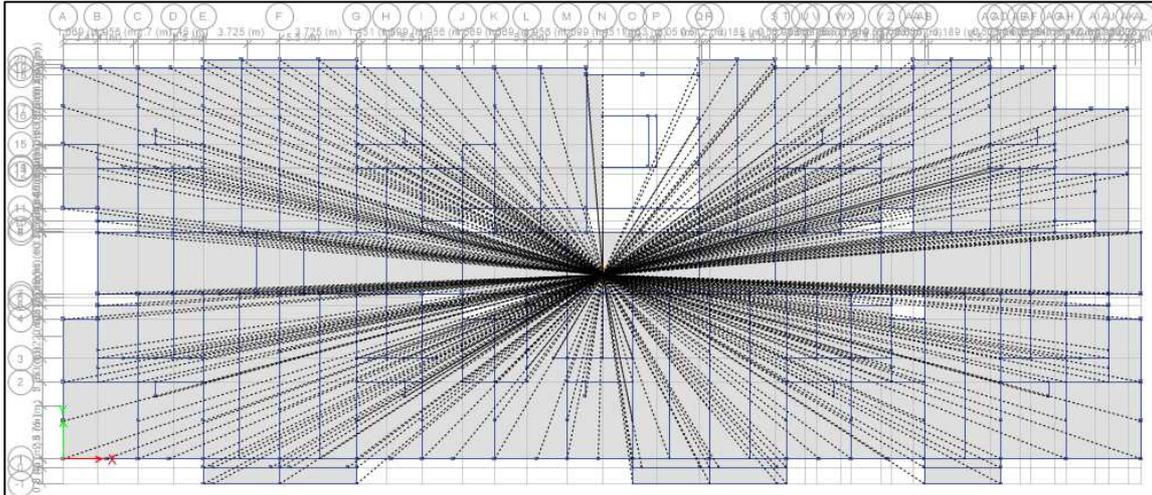


Figura 60. Diafragma rígido asignado a entrepiso.

Además, dentro del análisis sísmico, es importante definir que las masas que producen la aceleración o movimiento sísmico. Para esto, dentro en el programa ETABS se selecciona “Define” – “Mass Source” (figura 61) y se agrega una nueva masa pulsando el botón “Add New Mass Source”, donde se añaden los tipos cargas a considerar y su factor de participación (figura 62). De esta manera, automáticamente se estiman las fuerzas sísmicas por medio de los espectros y las masas correspondientes.

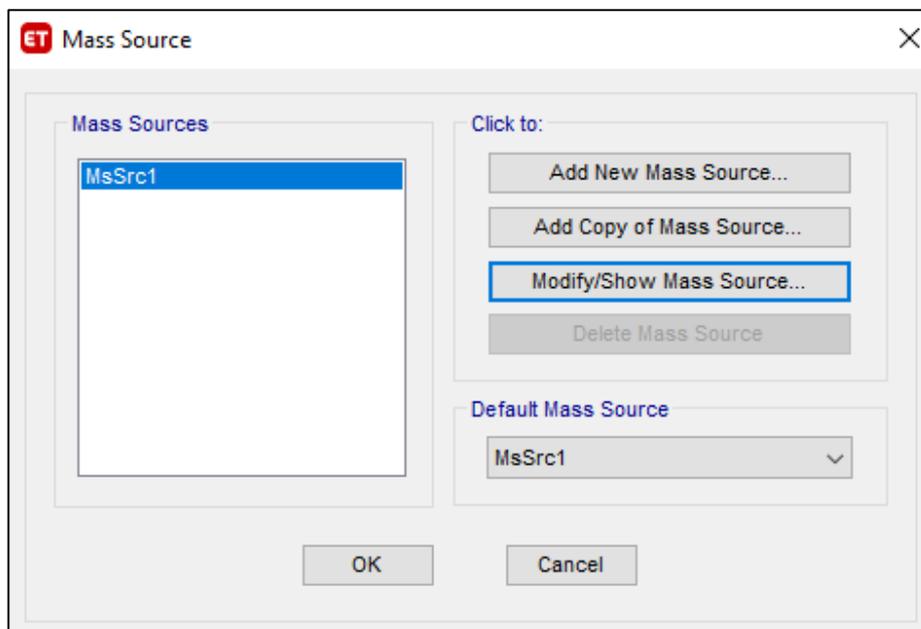


Figura 61. Apartado de masas.

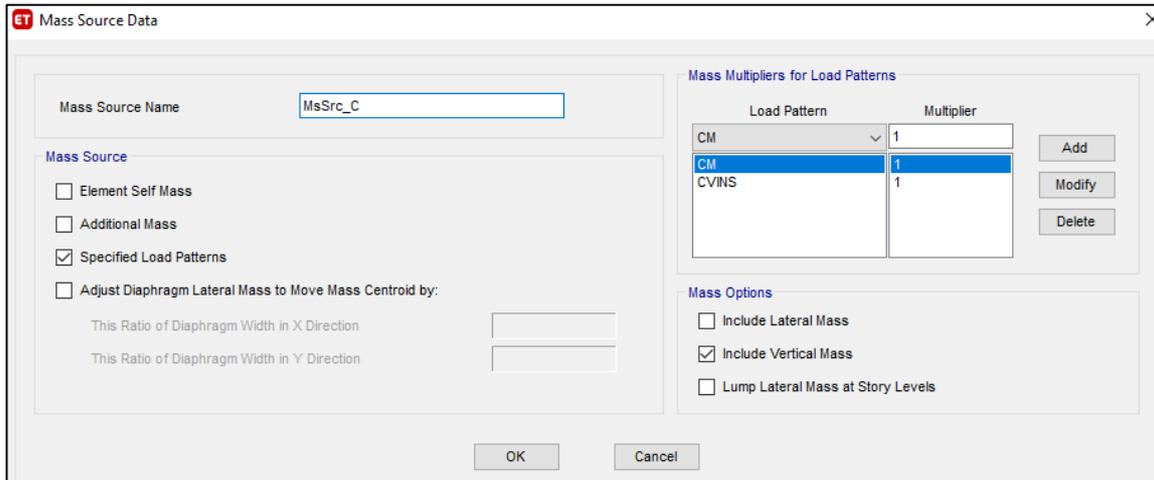


Figura 62. Configuración de masas.

Generado el modelo, con todas las características de la estructura: materiales, dimensiones de los elementos y cargas aplicadas, se ejecuta el análisis, en el cual el programa obtiene los elementos mecánicos de cada barra o área que componen el modelo y así establecer el diseño de dichos elementos.

El diseño de las columnas y trabes se realizó con el apartado de diseño del programa, el cual nos indica la eficiencia de las dimensiones propuestas y los armados óptimos (en el caso del acero) para la estructura.

3.5.4.6. Diseño de concreto reforzado.

3.5.4.6.1. Respuesta del modelo.

El programa ETABS idealiza el comportamiento elástico lineal de los materiales y considera las deformaciones por efectos de flexión, carga axial, cortante y torsión, es por ellos que nos permite conocer el comportamiento del edificio y las solicitaciones a las que este expone.

El análisis estructural emitido por ETABS nos asiste en muchos aspectos, primeramente, nos proporciona el porcentaje de masa con el que trabaja el modelo, el cual es utilizado en el análisis dinámico.

Al igual, nos permite revisar periodos de vibrar, los elementos mecánicos de cada elemento y así proponer y diseñar cada uno de los elementos estructurales de la edificación, acordando lo establecido en el proyecto arquitectónico.

Entre otros, nos da conocer los desplazamientos horizontales y verticales que sufrirá la estructura al actual las cargas gravitacionales y accidentales, las cuales tenemos que corroborar que no excedan los máximos permisibles descritos en las NTC-CADEE y NTC-DS.

Resumiendo, los resultados que se revisaron tras haber ejecutado el análisis en el programa ETABS son:

- Participación de masas
- Periodos de la estructura
- Cortante basal
- Desplazamientos verticales

3.5.4.6.1.1. Revisión de participación de masas.

Para realizar el análisis dinámico las masas son tomadas de las cargas gravitacionales aplicadas, en este caso son tomadas cargas muertas y vivas reducidas (instantáneas). Se revisa con carga accidental reducida ya que así lo explica el reglamento cómo se mencionó anteriormente.

Según el apartado 6.1 de las NTC-DS, para que el análisis dinámico sea válido el porcentaje de participación de todas las masas debe rebasar el 90% del peso total de la estructura.

Accediendo a los resultados del programa, en el modo 7 ya se tiene el porcentaje de masas por arriba del 90%, lo cual indica que se considera adecuadamente la participación de las cargas. En la figura 63 se observa lo que arroja el programa en tanto a la participación de masas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.253	0.0001	0.0011	0	0.0001	0.0011
Modal	2	0.224	0.0001	0.7981	0	0.0001	0.7993
Modal	3	0.197	0.6183	0.0003	0	0.6184	0.7996
Modal	4	0.191	0.1818	0.0001	0	0.8002	0.7996
Modal	5	0.129	7.138E-06	0.0001	0	0.8002	0.7997
Modal	6	0.128	0.0001	3.459E-06	0	0.8003	0.7997
Modal	7	0.081	2.284E-05	0.1779	0	0.8003	0.9776
Modal	8	0.07	0.1351	6.062E-06	0	0.9355	0.9777
Modal	9	0.067	4.431E-05	0.0004	0	0.9355	0.978
Modal	10	0.065	0.0191	0.0001	0	0.9546	0.9781
Modal	11	0.058	0.0016	0.0065	0	0.9562	0.9846
Modal	12	0.057	4.074E-05	5.526E-06	0	0.9562	0.9846

Figura 63. Participación de masas - modelo de concreto reforzado.

3.5.4.6.1.2. Obtención de periodos de desplazamientos.

Es necesario establecer los periodos que tiene la estructura en relación con sus desplazamientos, estos para posteriormente revisar el cortante basal de la estructura.

En la figura 64 se muestran los periodos de los desplazamientos de la estructura obtenidos por el programa ETABS, la cual indica que en dirección “x” se tiene un periodo Tx de 0.253 s mientras que en la dirección “y” se tiene un periodo Ty de 0.224 s.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	0.253	3.952
Modal	2	0.224	4.454
Modal	3	0.197	5.082
Modal	4	0.191	5.237
Modal	5	0.129	7.751
Modal	6	0.128	7.803
Modal	7	0.081	12.386

Figura 64. Periodos de desplazamientos – modelo de concreto reforzado.

Considerando estos valores y la gráfica del espectro de diseño, se puede decir que esa trata de una estructura poco flexible, por consecuencia, los desplazamientos verticales pueden ser permisibles.

3.5.4.6.1.3. Revisión de cortante basal.

La condición que establecen las NTC-DS en su sección 6.3 y 1.7 para revisar si las fuerzas sísmicas provocadas hacen efecto en el análisis dinámico es la siguiente:

$$\frac{V_o}{W_o} > a_{min}$$

Donde:

V_o es la fuerza cortante en la base de la construcción.

W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural.

a_{min} es la ordenada espectral mínima de diseño.

El RCDF nos dice que los valores de a_{min} se tomaran igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ segundos o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, y para valores comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05. T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

Obteniendo el V_{ox} y V_{oy} (figura 65), W_o (figura 66) y T_s (figura 64) del programa ETABS tenemos los siguientes valores:

$$V_{ox} = 5,103,278.82 \text{ kgf}$$

$$V_{oy} = 70,945.19 \text{ kgf}$$

$$V_{oR} = \sqrt{V_{ox}^2 + V_{oy}^2}$$

$$V_{oR} = 5,103,771.93 \text{ kgf}$$

$$W_o = 9,153,058.10 \text{ kgf}$$

$$T_s = 0.253 \text{ s}$$

$$\therefore a_{min} = 0.03$$

$$\frac{V_o}{W_o} > a_{min} ; \frac{5,240,931.71 \text{ kgf}}{9,153,058.10 \text{ kgf}} > 0.03 ; 0.558 > 0.03 \text{ OK}$$

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf
SX	LinRespSpec	Max	5103278.82	70945.19
SY	LinRespSpec	Max	70945.18	5207547.24
1 CM CV	Combination		0	0
2 CM CV SX SY	Combination	Max	5637018.61	1796530.29
2 CM CV SX SY	Combination	Min	-5637018.61	-1796530.29
3 CM CV SX SY	Combination	Max	1762121.7	5751713.87

Figura 65. Reacciones en base de la estructura.

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1 CM CV	Combination		0	0	9153058.1
2 CM CV SX SY	Combination	Max	5637018.61	1796530.29	7183481.04
2 CM CV SX SY	Combination	Min	-5637018.61	-1796530.29	7183481.04
3 CM CV SX SY	Combination	Max	1762121.7	5751713.87	7183481.04

Figura 66. Peso total de la estructura a nivel desplante por carga muerta y viva.

3.5.4.6.1.4. Revisión de distorsiones.

En tanto a la revisión de las distorsiones de entrepiso es necesario revisar dentro de las NTC-DS los factores de comportamiento sísmico “Q” y las distorsiones permisibles. Para ello es necesario recurrir al apartado 4.2 del manual mencionado.

Tomando en cuenta la tabla 4.2.1 de las NTC-DS “Factores de comportamiento sísmico (Q) y distorsiones límite (γ_{max}) para estructuras de concreto” se toma que:

$$Q = 2.0; \gamma_{max} = 0.010$$

Además, en la sección “6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación” se menciona que no podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en la tabla 4.2.1.

A continuación, en la figura 67 se muestran distorsiones arrojados por el análisis del programa ETABS y se verifico que no excediera la distorsión máxima permisible (γ_{max}).

		Q =	2
		Máximo	0.00307
ABS	ABS		
2.24138E-05	3.1724E-05	4.4828E-05	6.3448E-05
0.001125862	0.00075655	0.00225172	0.0015131
0.001160345	0.00070621	0.00232069	0.00141241
0.000364483	0.00153379	0.00072897	0.00306759
0.000398966	0.0014831	0.00079793	0.00296621
0.001125862	0.00075655	0.00225172	0.0015131
0.001160345	0.00070621	0.00232069	0.00141241
0.000364483	0.00153379	0.00072897	0.00306759

Figura 67. Distorsión máxima.

3.5.4.6.2. Diseño de elementos estructurales.

Cómo se mencionó anteriormente, utilizar un programa de cómputo para realizar el análisis estructural eficientiza su ejecución, ya que facilita el trabajo y reduce el tiempo de elaboración del análisis; aun así, se debe corroborar que el programa está funcionando de manera correcta.

Para lograr obtener el diseño de los elementos estructurales, se estuvo ajustando el modelo, es decir modificando la geometría de los elementos, las características de los materiales y su armado, a fin de lograr soportar las fuerzas a los que los elementos se someten.

En las figuras 68-71 se muestra la capacidad que tienen los elementos según el programa ETABS en alguno de los ejes y plantas de la estructura.

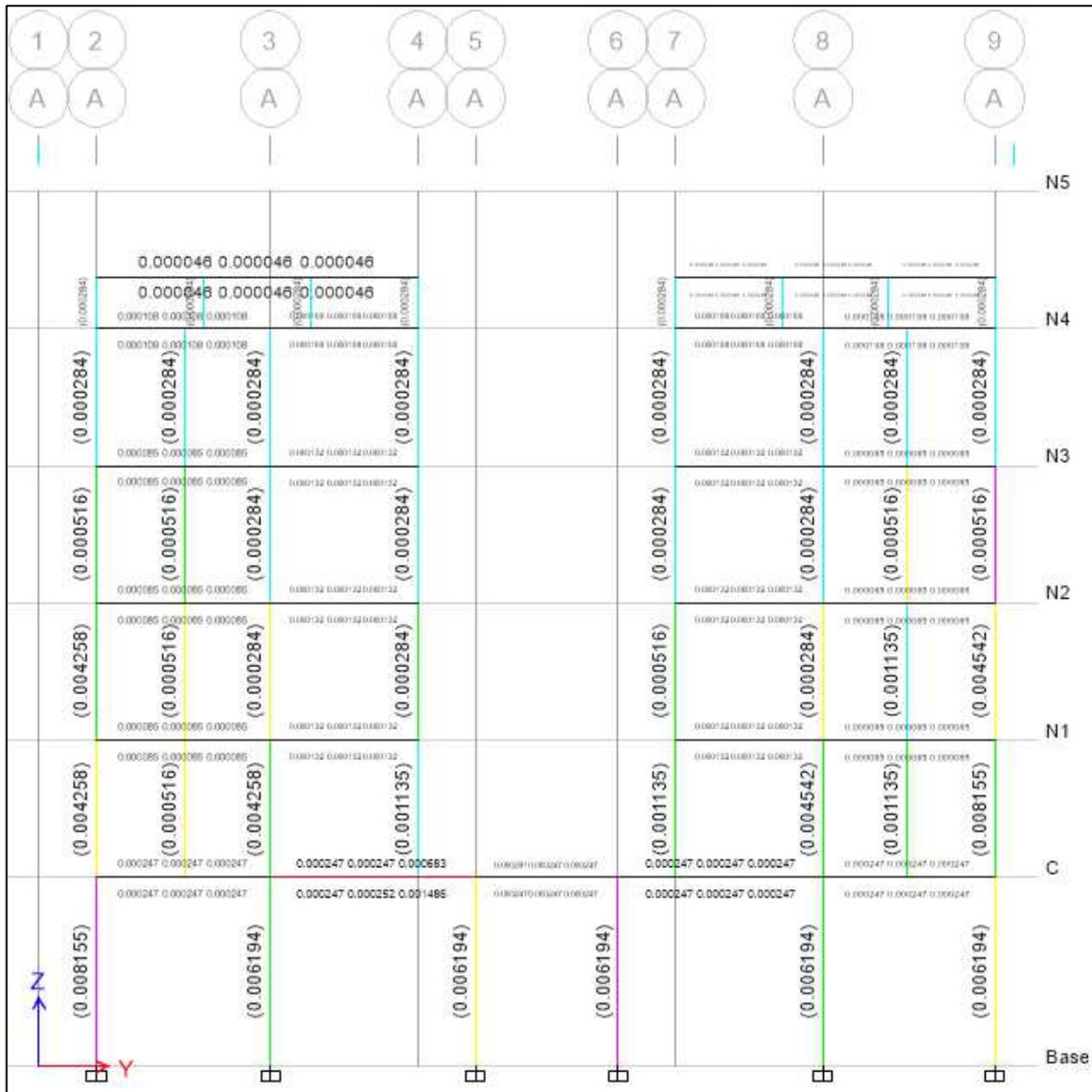


Figura 68. Capacidad de elementos en eje A.

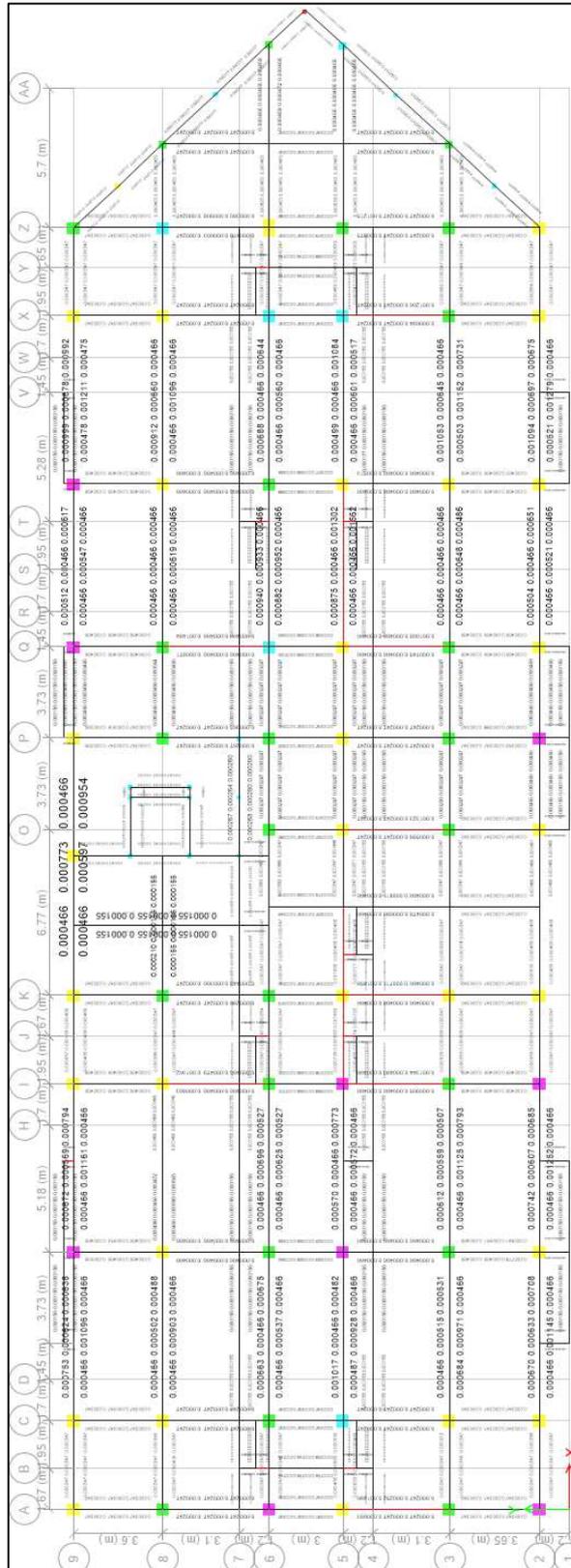


Figura 70. Refuerzo necesario en vigas – planta comercios.

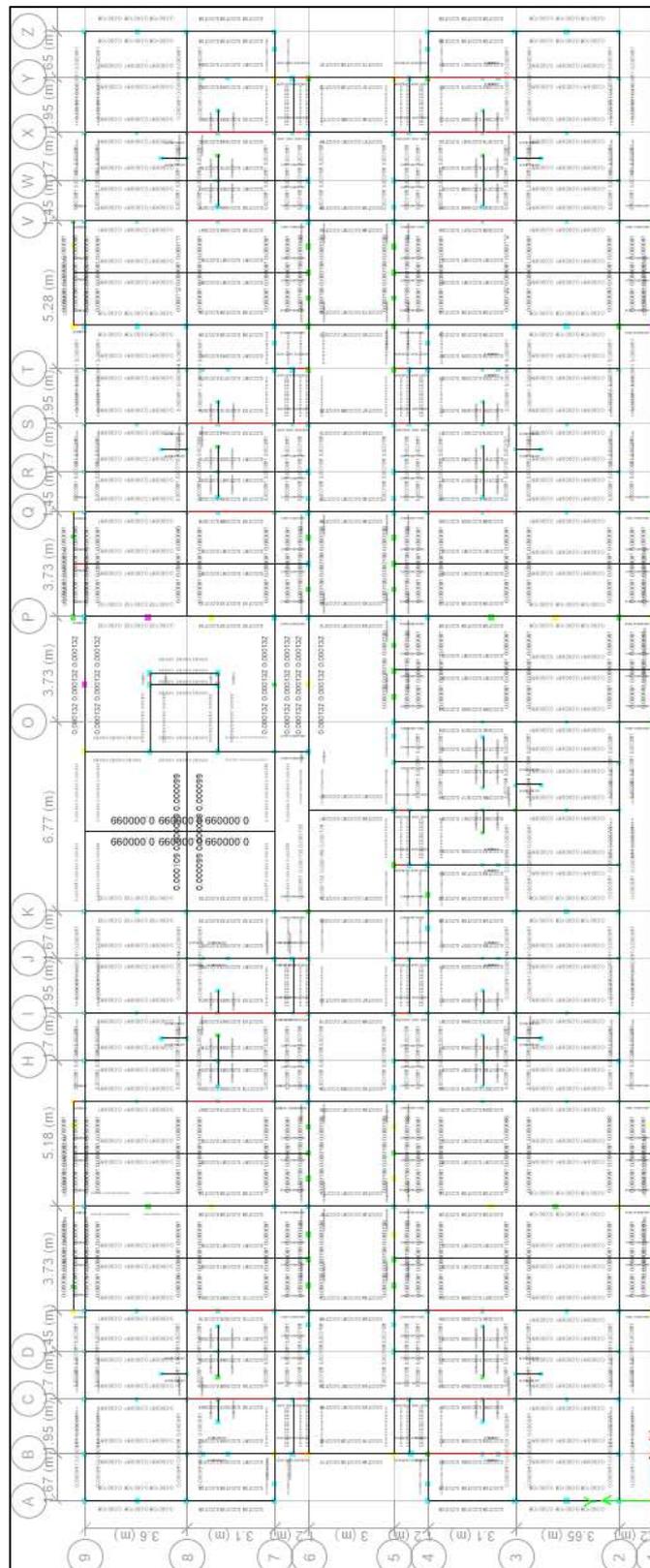


Figura 71. Refuerzo necesario en vigas – planta habitacional 1.

En las figuras anteriores, se muestra como las columnas no rebasan su capacidad del 100%, lo que significa que todas resisten las fuerzas ejercidas en ellas.

Por otro lado, las trabes no rebasan el 1% de refuerzo, asegurando que los elementos no están sobre reforzados, pero algunos elementos (color rojo rojo) fueron revisados individualmente en tanto al acero correspondiente para resistir las fuerzas cortantes.

Debido a la gran cantidad de elementos estructurales por los cuales está compuesta la estructura, solo se elegirán una columna y una viga para mostrar su diseño.

3.5.4.6.2.1. Diseño de elementos estructurales con ETABS.

3.5.4.6.2.2. Diseño de columna.

La columna para la que se mostrara el diseño está ubicada en la intersección de los ejes A, 9, en el nivel de comercios (planta baja), columna C-C-50-T1, la sección de esta columna cuadrada conta de 50 cm de lado y se ubica como se muestra en las figuras 72 y 73.

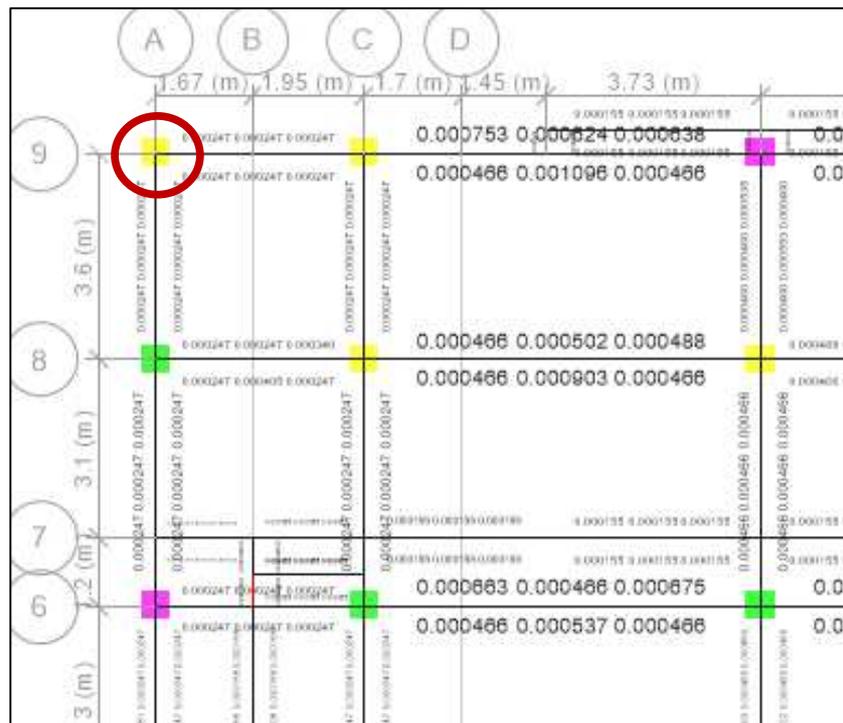


Figura 72. Ubicación de columna C50-1 – planta comercios.

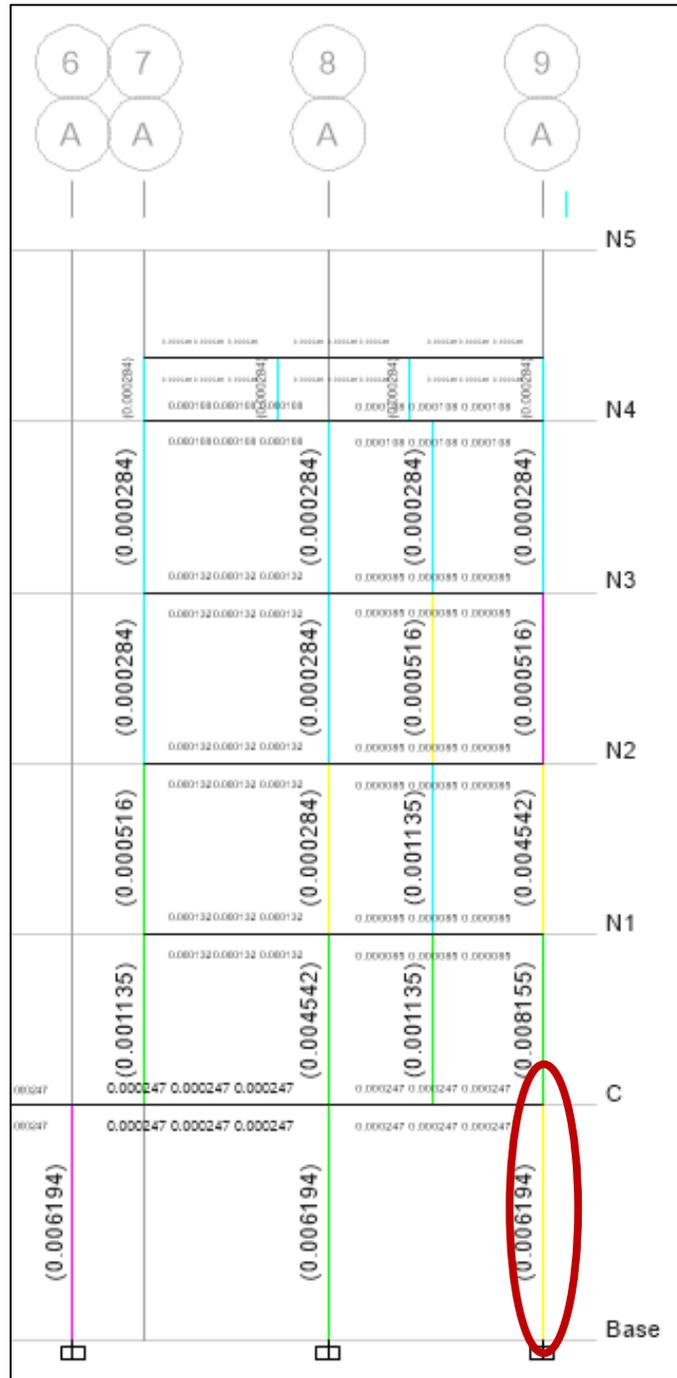
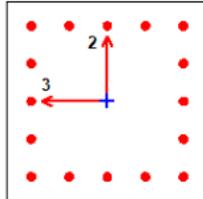


Figura 73. Ubicación de columna - elevación eje A.

El programa nos proporciona detalladamente como está definida la seccion y las fuerzas que actuan sobre ella:

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
C	C17	11763	Colm 50x50 16v7 e3-20-3	DCon7	0	4	0.872	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.5	0.5	0.06061	0.03

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{yt} (kgf/m ²)
2373053500	2500000	1	42184177.57	42184177.57

Design Code Parameters

FR_T	FR_{CTied}	$FR_{cSpiral}$	FR_B	FR_V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P _u kgf	Design M _{u2} kgf-m	Design M _{u3} kgf-m	Minimum M ₂ kgf-m	Minimum M ₃ kgf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
-142783.42	3569.59	-8640.9	3569.59	3569.59	2.48	0.892

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C _m Factor Unitless	F _{ab} Factor Unitless	F _{as} Factor Unitless	K Factor Unitless	Length m
Major Bend(M3)	0.422427	1	1	1	3.55
Minor Bend(M2)	0.4	1	1	1	3.55

Shear Design for V_{u2}, V_{u3}

	Shear V _u kgf	Shear V _{oR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /s m ² /m
Major, V _{u2}	3513.75	14945.07	7441.15	0	0.00054
Minor, V _{u3}	1290.92	14945.07	7441.15	0	0.00054

3.5.4.6.2.3. Diseño de viga.

La biga, de la cual se muestra el diseño es la V-30X70-T1, ubicada en la planta de comercios, sobre el eje 8, entre los ejes C y F (figuras 74 y 75). Su sección rectangular es de 30X70 cm.

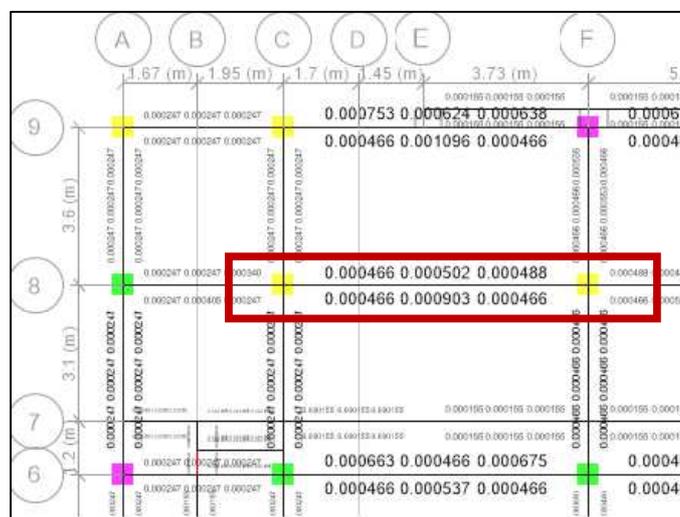


Figura 74. Ubicación de viga V-30X70-T1 - planta de comercios.

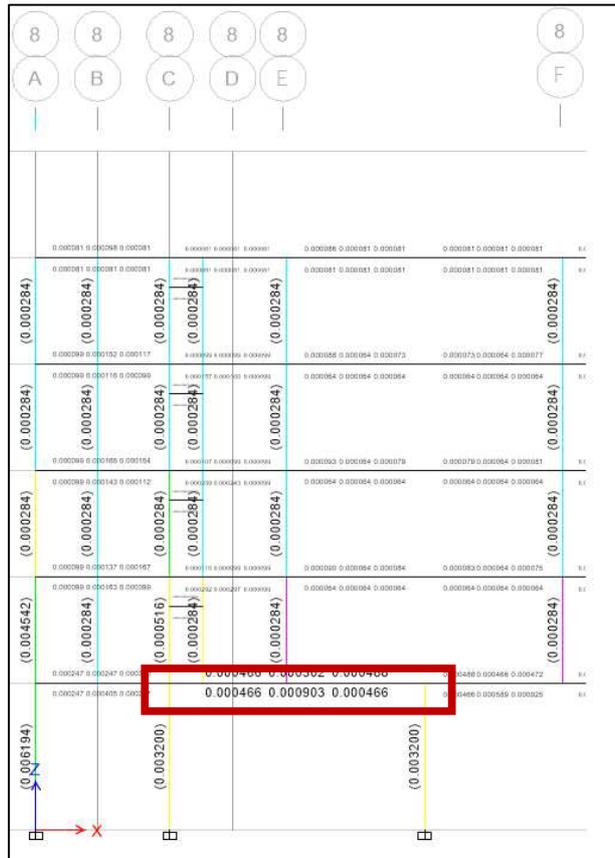
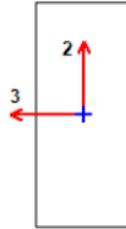


Figura 75. Ubicación de viga V-30X70-T1 – vista en elevación sobre eje 8.

El programa nos proporciona detalladamente como está definida la sección y las fuerzas que actúan sobre ella:

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
C	B102	86	Viga 30X70	DCon3	3.15	6.88	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _f (m)	d _s (m)	d _{ct} (m)	d _{cb} (m)
0.3	0.7	0.3	0	0.04	0.04

Material Properties

E _c (kgf/m ²)	f' _c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/m ²)	f _{yt} (kgf/m ²)
2122523500	2000000	1	42184177.57	42184177.57

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kgf-m	Design +Moment kgf-m	-Moment Rebar m ²	+Moment Rebar m ²	Minimum Rebar m ²	Required Rebar m ²
Top (+2 Axis)	-10212.53		0.000421	0	0.000466	0.000466
Bottom (-2 Axis)		21021.92	0	0.000903	0.000466	0.000903

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear V _{cR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S m ² /m
7033.04	4512.14	5998.27	4960.75	0.00029

3.5.4.6.3. Verificación del diseño (tradicional).

Una vez presentado el diseño de elementos estructurales realizados con el programa, se pretende presentar a continuación la verificación del diseño de forma tradicional.

3.5.4.6.3.1. Diseño de columna.

Se verifica el diseño de la columna presentada anteriormente (C-C-50-T1). Para esto se tomaron los elementos mecánicos con los cuales se verifica el diseño: P_u , M_{ux} y M_{uy}

Propiedades:			
	h (x)	50	cm
	b (y)	50	cm
	r	4	cm
	d _x	46	cm
	d _y	46	cm
	f _c	250	kg/cm ²
	f _c *	200	kg/cm ²
	f _y	4200	kg/cm ²
	F _R	0.75	
Dirección X			
	As paños	19.40	cm ²
	As int	5.07	cm ²
	n	3	lechos
	As Tot	69.2	cm ²
Dirección Y			
	As paños	19.40	cm ²
	As int	5.07	cm ²
	n	3	lechos
	As Tot	69.2	cm ²

Cuantías max y min:			
	ρ _{max}	0.0600	
	ρ _{min}	0.0048	

Momentos Últimos Biaxiales:			
	M _{Rx}	11.05075	Tm
	M _{Ry}	22.50671	Tm

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

0.32+0.38=	-0.06	≤ 1.0
------------	-------	-------

Carga y Momentos Últimos:			
	P _u	-142.783	T
	M _{ux}	3.56959	Tm
	M _{uy}	-8.6409	Tm

Cargas Últimas Biaxiales:			
	P _{Rx}	430.5017	T
	P _{Ry}	372.9971	T
	P _{Ro}	536.721	T

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}$$

Excentricidad:			
	e _{x min}	0.025	m
	e _{y min}	0.025	m
	e _x	0.025	m
	e _y	0.061	m

Diagrama Interacción:			
Dirección X	d/h	0.920	
	K	0.918	
	R	0.047	
	ρ	0.028	
	q	0.684	
Dirección Y	e/h	0.0005	
	d/h	0.920	
	K	0.796	
	R	0.096	
	ρ	0.028	
	q	0.684	
	e/h	0.0012	

	P _{R (biaxial)}	318.401	T
--	--------------------------	---------	---

P _R , sólo válido para:			
	P _R /P _{Ro}	0.593234	≥ 0.1

Por lo tanto, se acepta la sección.

3.5.4.6.3.2. Diseño de viga.

Se verifica la viga V-30X70-T1, para ello se tomaron las fuerzas actuantes en la misma por la combinación crítica, por lo tanto, para el diseño se consideran las siguientes fuerzas:

$$M = 41.05 \text{ T-m.}$$

$$V = 29.79 \text{ T.}$$

Datos:

h=	70	cm	(peralte total)
b=	30	cm	(ancho)
rec=	4	cm	(recubrimiento)
f'c=	200	kg/cm ²	
Fy=	4200	kg/cm ²	
Ec=	212,251.35	kg/cm ²	
Ey=	2,000,000.00	kg/cm ²	

$$FRd = 0.9$$

$$FRc = 0.85$$

Refuerzo mínimo:

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'} b d}{f_y} \right) \quad (13)$$

Refuerzo balanceado:

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) \quad (14)$$

Refuerzo máximo:

$$A_{max} = 0.75 A_b \quad (15)$$

$$A_{s,min} = 4.95 \text{ cm}^2; \quad A_{sb} = 40.07 \text{ cm}^2; \quad A_{max} = 30.05 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las ecuaciones 13-15 se propone un acero de refuerzo:

Di (cm)	Var. No.	Cantidad	Área (cm ²)
4	6	3	8.55
66	6	1	8.55
66	8	2	10.13

$$A_{prop} = 21.540 \text{ cm}^2$$

Para la resistir la fuerza cortante se propone utilizar dos ramas de varilla No. 3.

Se determina el momento y cortante de diseño siguiendo la filosofía del RCDF y se tiene que:

$$\text{Momento de diseño } M_D = 46.50 T - m$$

$$\text{Cortante de diseño } V_{cR} = 30.89 T$$

Debido a que el cortante de diseño por concreto es mayor que el cortante ultimo de la seccion la separacion de refuerzo de acero minimo es de 0.5d y dichos estribos al menos deben constar de un diametro mayor igual a 7.9 mm (numero 2.5).

El momento y cortante resistente resultó ser mayor al que actúa sobre el elemento, por lo tanto, se acepta la sección con el acero propuesto.

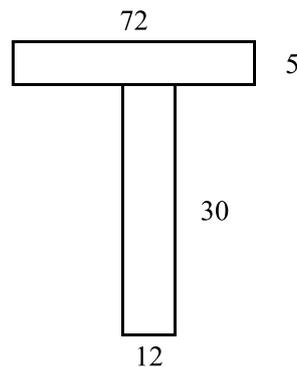
Al comparar el resultado por el método tradicional ante el del etabs resultan ser muy similares, y por ende se confía en los resultados emitidos por el programa.

3.5.4.6.3.3. Diseño de losa.

Las losas son elementos sobre los cuales se aplica carga uniformemente distribuida, y estas cargas son transmitidas a los demás elementos. Se diseña de manera que pueda resistir las cargas muertas y vivas actuantes en la losa. La combinación correspondiente (1.3 CM + 1.5 CV) determina el cortante y momento mínimo al cual se somete el elemento. A continuación, se presenta el diseño de una de las losas nervadas en dos direcciones.

B	72	cm
b	12	cm
hB	5	cm
hb	30	cm
ht	35	cm

Es	2000000	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
f _c	200	kg/cm ²



Momento positivo		As	1.43
Var #	3	β ₁	0.85
Cant. Var	2	a	0.49
r	2 cm	c	0.58

Mn	1.96	T-m
Frd	0.90	
Md	1.76	T-m

Vcr	2.97	Ton
Ø Vcr	2.23	Ton
Ø Vs	1.95	Ton
VR	4.18	Ton

Momento negativo		As	1.43
Var #	3	β ₁	0.85
Cant. Var	2	a	2.93
	4 cm	c	3.45

Mn	1.89	T-m
Frd	0.90	
Md	1.70	T-m

Refuerzo cortante	
Var#	2
Ramas	2
Fy	2800

As	0.63
S _{min}	42.23
S	30

Def. RCDF	1.52
Def. Análisis	0.25

Como complemento de las losas fue necesario colocar ábacos los cuales resistieran las altas concentraciones de momentos debido a las columnas. Tal y como se muestra, se tiene los cálculos correspondientes y el diseño es capaz de soportar las fuerzas que actúan en el ábaco.

Mu =	22.05	T/m2
Vu = 14.95	21.00	T/m2
f'c	200.00	kg/cm2
b	160.00	cm
d	35.00	cm
Fy	4200	kg/cm2
Vcr= 0.5 bd raiz(f'c)		
Vcr =	39.6	ton
Ø Vcr =	29.7	ton
rec	3	cm
Amin	13.20	cm2
r =	5	cm
Asprop =	31.67	cm ²
Asb =	80.95	cm ²
Amax Smed =	60.71	cm ²

No de barra	Área	Cant. L.i. y L.s
5	1.98	8
Smin	S	
22.14	20.00	

Md =	27,000.45	kg-cm
Md =	27.00	Ton-m

3.5.4.6.3.4. Diseño de contratrabe.

Se realiza el diseño de contratrabe para unir las columnas entre sí, siguiendo los lineamientos establecidos por el RCDF, las Normas Técnicas Complementarias – Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC), Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC), las NTC-CADEE y las recomendaciones del laboratorio de mecánica de suelos se realizó el diseño de cimentaciones.

A continuación, se muestran los datos y cálculos correspondientes de la contratrabe que une la cimentación.

L =	6.88	m	M1 =	wL ² /12 =	15.09	ton/m
b =	0.3	m	M2 =	wL ² /24 =	7.54	ton/m
d =	0.5	m	v =	wL/2 =	13.16	ton
Rn =	12.75	ton/m2				
w =	3.82	ton/m	Acero longitudinal			
			Di (cm)	Var. No.	Cantidad	Área (cm ²)
f'c =	200	kg/cm2	5	5	3	5.94
fy =	4200	kg/cm2	45	5	3	5.94
r =	4	cm	Mn	20.01	ton-m	
As min	3.54	cm2	MR	18.01	ton-m	
p	0.01					
q	0.22		Ø Vcr =	7.95	ton	
Ab	27.32	cm2	ØVsr =	13.47	ton	
Aprop	11.88	cm2	ØV =	21.42	ton	
Amax	20.49	cm2				

La contratrabe es capaz de soportar las fuerzas a las que estará sometida, por lo tanto, el dimensionamiento y acero propuesto es adecuado.

3.5.4.6.3.5. Diseño de zapata.

Se realizó el diseño de las zapatas considerando la carga crítica por la combinación más desfavorable, se hizo de acuerdo con el manual ACI-318S-14.

Para el diseño de la zapata se tomaron los resultados de las cargas que emite el programa y las recomendaciones y conclusiones que nos provee el estudio de mecánica de suelo. A continuación, se presenta uno de los diseños de las zapatas.

Zapata Corrida		
Qa =	17.30	ton/m
B =	1.00	m
L =	1.00	m
e =	0.15	m
h =	0.30	m
r =	0.03	m
d =	0.27	m
P =	12.24	t/m
Pu =	12.24	t/m
ϕ =	0.85	
f _c	200	kg/cm ²
bo	1.54	m
f _y	4200	kg/cm ²

Revisión por penetración		
Vu =	10.08	ton
$\phi VcR1$ =	13.05	ton
$\phi VcR2$ =	20.45	ton

Revisión viga		
Vu =	3.79	ton
ϕVcR =	5.64	ton

	Vu < ϕVcR	OK
--	--------------------	-----------

Revisión por Flexión					
As min=	6.36	Acero de refuerzo tramo largo L.i. y L.s.			
Asb =	54.64	Var. No.	Cantidad	S	
As prop =	7.13	3	5	20	
p =	0.0026	ϕ =	0.85	Mu =	4.42 t-m
q =	0.0652			ϕMR =	6.64 t-m
As min=	6.36	Acero de refuerzo tramo largo L.i. y L.s.			
Asb =	54.64	Var. No.	Cantidad	S	
As prop =	7.13	3	5	20	
p =	0.0026	ϕ =	0.85	Mu =	4.42 t-m
q =	0.0652			ϕMR =	6.64 t-m
					OK

La sección propuesta es aceptada, ya que es capaz de resistir las fuerzas actuantes.

3.5.4.6.3.6. Diseño de pila.

Se realiza el diseño de las dos únicas pilas las cuales están sometidas a carga axial, y se verifica su resistencia. Al igual que en otros elementos, se elaboró el diseño tomando las cargas por la combinación crítica actuando sobre la pila.

Se diseñó la primera pila con capacidad de resistir 341.68 toneladas (PL-1-60D) la cual a excepción de dos pilas no serán de este tipo y la segunda con capacidad de resistir 582.56 toneladas (PL-2-80D). A continuación, se muestran los cálculos correspondientes de las pilas que tendrá el proyecto.

Pila				
D =	60.00	cm	Área concreto (cm ²)	2811.60
Rec =	5.00	cm	Área acero (cm ²)	15.83
f*c	200	kg/cm ²	Ac =	1963.50 cm ²
f'c =	160	kg/cm ²	ps =	0.0076 -
f''c =	136	kg/cm ²		
Fy =	4200	kg/cm ²		
Acero Longitudinal			Resistencia concreto (ton)	333.79
Var. No.	5		Resistencia acero (ton)	66.51
Cantidad	8		Resistencia hélice (ton)	125.36
As =	15.83	cm ²	Resistencia nominal (ton)	525.66
Acero Transversal			Resistencia de diseño	
Var. No.	3		Rd= ØRn	
Helice a	7.5	cm	Ø =	0.65
Ae =	0.71	cm ²	Rd (ton) =	341.68

Pila				
D =	80.00	cm	Área concreto (cm ²)	5010.71
Rec =	5.00	cm	Área acero (cm ²)	15.83
f*c	200	kg/cm ²	Ac =	3848.45 cm ²
f'c =	160	kg/cm ²	ps =	0.0054 -
f''c =	136	kg/cm ²		
Fy =	4200	kg/cm ²		
Acero Longitudinal			Resistencia concreto (ton)	654.24
Var. No.	5		Resistencia acero (ton)	66.51
Cantidad	8		Resistencia hélice (ton)	175.50
As =	15.83	cm ²	Resistencia nominal (ton)	896.25
Acero Transversal			Resistencia de diseño	
Var. No.	3		Rd= ØRn	
Helice a	7.5	cm	Ø =	0.65
Ae =	0.71	cm ²	Rd (ton) =	582.56

El análisis indicó que se deben de diseñar pilas capaces de soportar un máximo de 274.61 toneladas, sin embargo, fue necesario diseñar dos pilas, ya que en el caso del diámetro de 60 cm el suelo soporta un máximo de 227 toneladas y el diámetro de 80 cm soporta hasta 277 toneladas. Fue por ello por lo que se realizó el diseño de dos pilas, aun cuando la primera pila puede resistir la carga actuante máxima, el suelo no.

3.5.4.6.3.7. Diseño de escalera

Por último diseño se tienen las escaleras. Se realizó tomando en cuenta las fuerzas actuantes críticas, es decir, por la combinación más desfavorable. A continuación, se presentan los cálculos correspondientes de diseño, para los cuales fue necesario extraer del programa las fuerzas máximas actuantes.

En este caso es necesario determinar por separado cómo estarán conformados los escalones y los descansos, ya que, aunque sean para un mismo elemento arquitectónico actúan fuerzas distintas, siendo estos dos partes estructurales del mismo elemento arquitectónico.

Escalones

Vu =	1.70	T/m2
Mu =	0.80	T/m2
Ø =	0.75	
fc	200.00	kg/cm2
b	200.00	cm
d	15.00	cm
Fy	4200	kg/cm2
rec	5.00	cm
Amin	7.07	cm2
Vcr =	21.21	ton
Ø Vcr =	15.91	ton
Ø Vsd =	0.58	ton
Ø Vd =	16.49	ton

Asprop =	28.50	cm ²
Asb =	40.48	cm ²
Amax Smed =	29.47	cm ²

Acero longitudinal		
No de barra	Área	Cant L.i. y L.s.
3.00	0.71	10.00
Smin	S	
21.67	20.00	
Acero transversal		
No de barra	Área	S
2.00	0.32	30.00
r v =	2.00	

Fc =	29912.978	kg/cm ²
c =	1.035	cm

Mn =	286115.421	kg-cm
Md =	257503.879	kg-cm
Md =	2.575	Ton-m

Descansos

Vu =	4.53	T/m2
Mu =	3.25	T/m2
Ø =	0.75	
f _c	200.00	kg/cm2
b	200.00	cm
d	15.00	cm
Fy	4200	kg/cm2
rec	2.00	cm
A _{min}	7.07	cm2
V _{cr} =	21.21	ton
Ø V _{cr} =	15.91	ton

A _{prop} =	14.25	cm ²
A _{sb} =	52.62	cm ²
A _{max Smed} =	38.31	cm ²

Acero longitudinal		
No de barra	Área	Cant L.i. y L.s.
3.00	0.71	10.00
S _{min}	S	
22.00	20.00	

F _c =	43672.331	kg/cm ²
c =	1.511	cm

M _n =	388668.958	kg-cm
M _d =	349802.062	kg-cm
M _d =	3.498	Ton-m

3.5.4.7. Diseño en acero estructural

3.5.4.7.1. Respuesta del modelo.

Este modelo se verifica bajo las mismas revisiones por las cuales se sometió el modelo de concreto (sección 3.5.4.6.1) corroborados por lo descrito en las NTC-CADEE y NTC-DS. Esas revisiones a las cuales se somete el análisis son las siguientes:

- Participación de masas
- Periodos de la estructura
- Cortante basal
- Desplazamientos verticales

3.5.4.7.1.1. Revisión de participación de masas.

Para realizar el análisis dinámico las masas son tomadas de las cargas gravitacionales aplicadas, en este caso son tomadas cargas muertas y vivas reducidas (instantáneas). Se revisa con carga accidental reducida ya que así lo explica el reglamento cómo se mencionó anteriormente.

Según el apartado 6.1 de las NTC-DS, para que el análisis dinámico sea válido el porcentaje de participación de todas las masas debe rebasar el 90% del peso total de la estructura.

Accediendo a los resultados del programa, en el modo 7 ya se tiene el porcentaje de masas por arriba del 90%, lo cual indica que se considera adecuadamente la participación de las cargas. En la figura 76 se observa lo que arroja el programa en tanto a la participación de masas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.276	5.816E-06	0.8163	0	5.816E-06	0.8163
Modal	2	0.233	0.0506	0.003	0	0.0506	0.8192
Modal	3	0.21	0.7549	0.0002	0	0.8055	0.8194
Modal	4	0.134	6.409E-06	3.824E-05	0	0.8055	0.8194
Modal	5	0.129	3.379E-05	3.001E-06	0	0.8055	0.8194
Modal	6	0.121	0.0011	0.0001	0	0.8067	0.8196
Modal	7	0.092	2.61E-05	0.134	0	0.8067	0.9536
Modal	8	0.083	0	0.0017	0	0.8067	0.9553
Modal	9	0.077	5.065E-06	0.0004	0	0.8067	0.9557
Modal	10	0.076	1.228E-05	0.0002	0	0.8067	0.9559
Modal	11	0.074	0.015	0.0002	0	0.8217	0.9561
Modal	12	0.074	0.0002	3.275E-06	0	0.8219	0.9561

Figura 76. Participación de masas - modelo de acero estructural.

3.5.4.7.1.2. Obtención de periodos de desplazamientos.

Es necesario establecer los periodos que tiene la estructura en relación con sus desplazamientos, estos para posteriormente revisar el cortante basal de la estructura.

En la figura 77 se muestran los periodos de los desplazamientos de la estructura obtenidos por el programa ETABS, la cual indica que en dirección “x” se tiene un periodo Tx de 0.276 s mientras que en la dirección “y” se tiene un periodo Ty de 0.233 s.

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.276
Modal	2	0.233
Modal	3	0.21
Modal	4	0.134
Modal	5	0.129
Modal	6	0.121
Modal	7	0.092
Modal	8	0.083
Modal	9	0.077
Modal	10	0.076
Modal	11	0.074
Modal	12	0.074

Figura 77. Periodos de desplazamientos – modelo de acero estructural.

Considerando estos valores y la gráfica del espectro de diseño, se puede decir que esa trata de una estructura poco flexible, por consecuencia, los desplazamientos verticales pueden ser permisibles.

3.5.4.7.1.3. Revisión de cortante basal.

La condición que establecen las NTC-DS en su sección 6.3 y 1.7 para revisar si las fuerzas sísmicas provocadas hacen efecto en el análisis dinámico es la siguiente:

$$\frac{V_o}{W_o} > a_{min}$$

Donde:

Vo es la fuerza cortante en la base de la construcción.

Wo es el peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural.

a_{min} es la ordenada espectral mínima de diseño.

El RCDF nos dice que los valores de a_{min} se tomaran igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ segundos o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, y para para valores comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05. T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

Obteniendo el V_{ox} y V_{oy} (figura 78), W_o (figura 79) y T_s (figura 77) del programa ETABS tenemos los siguientes valores:

$$V_{ox} = 4,518,056.06 \text{ kgf}$$

$$V_{oy} = 69,607.59 \text{ kgf}$$

$$V_{oR} = \sqrt{V_{ox}^2 + V_{oy}^2}$$

$$V_{oR} = 4,518,592.23 \text{ kgf}$$

$$W_o = 8,363,654.98 \text{ kgf}$$

$$T_s = 0.276 \text{ s}$$

$$\therefore a_{min} = 0.03$$

$$\frac{V_o}{W_o} > a_{min} ; \frac{4,518,592.23 \text{ kgf}}{8,363,654.98 \text{ kgf}} > 0.03 ; 0.54 > 0.03 \text{ OK}$$

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf
SX	LinRespSpec	Max	4518056.06	69607.59
SY	LinRespSpec	Max	69607.64	4796286.64

Figura 78. Fuerzas cortantes en la base de la estructura.

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1 CM CV	Combination		0	0.0001194	8363654.98
2 CM CV SX SY	Combination	Max	4992832.19	1659342.94	6498531.82
2 CM CV SX SY	Combination	Min	-4992832.19	-1659342.94	6498531.81
3 CM CV SX SY	Combination	Max	1567526.91	5298885.81	6498531.82

Figura 79. Peso total de la estructura a nivel desplante por carga muerta y viva.

3.5.4.7.1.4. Revisión de distorsiones.

En tanto a la revisión de los distorsiones de entrepiso es necesario revisar dentro de las NTC-DS los factores de comportamiento sísmico “Q” y las distorsiones permisibles. Para ello es necesario recurrir al apartado 4.2 del manual mencionado.

Tomando en cuenta la tabla 4.2.2 de las NTC-DS “Factores de comportamiento sísmico (Q) y distorsiones límite (γ_{max}) para estructuras de acero y compuestas” se toma que:

$$Q = 2.0; \gamma_{max} = 0.015$$

Además, en la sección “6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación” se menciona que no podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en la tabla 4.2.2.

A continuación, en la figura 80 se muestran las distorsiones arrojados por el análisis del programa ETABS y se verifico que no excediera la distorsión máxima permisible (γ_{max}).

		Q =	2
		Máximo	0.00519
ABS	ABS		
0.0013524	0.0013614	0.0027048	0.0027228
0.0013738	0.0012872	0.0027476	0.0025745
0.00048	0.0025928	0.00096	0.0051855
0.0005014	0.002519	0.0010028	0.0050379
0.0013524	0.0013614	0.0027048	0.0027228
0.0013738	0.0012872	0.0027476	0.0025745

Figura 80. Distorsión máxima.

3.5.4.7.2. Diseño de elementos estructurales.

Utilizar un programa de cómputo para realizar el análisis estructural facilita el trabajo y reduce el tiempo que lleva realizar el análisis, pues su fin es realizar el análisis de una manera más eficiente que la típica. Aun cuando los programas estiman resultados precisos en necesario aprobar los resultados que este emite.

Para lograr el diseño correcto de los elementos, fue necesario cambiar los perfiles, hasta llegar a aquellos que cumplían geoméricamente con las propiedades necesarias para soportar las fuerzas actuando sobre ellos.

En las figuras 81- 84 se muestra, según ETABS, que los elementos son capaces de soportar las fuerzas actuantes.

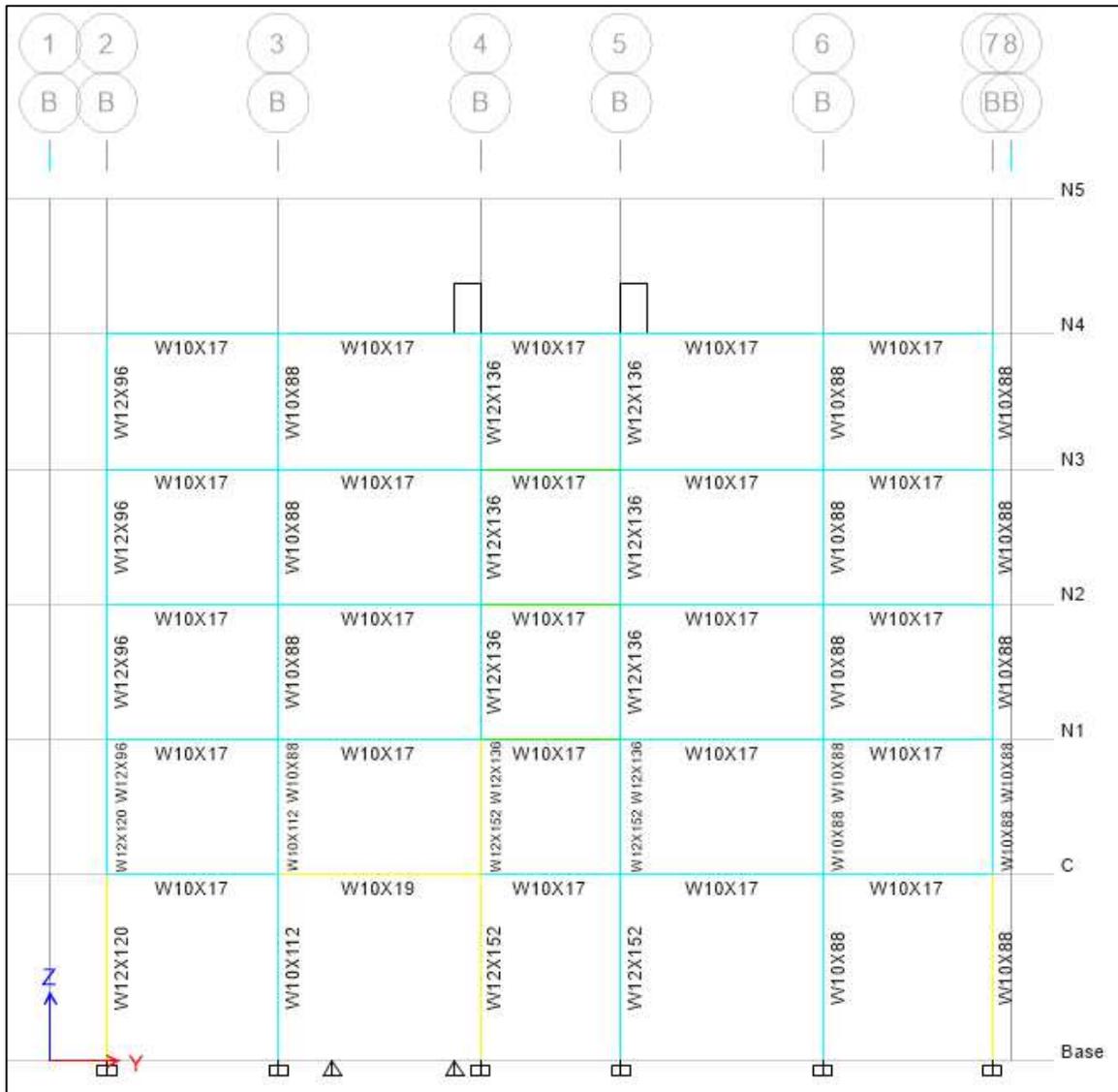


Figura 81. Capacidad de elementos en eje B.

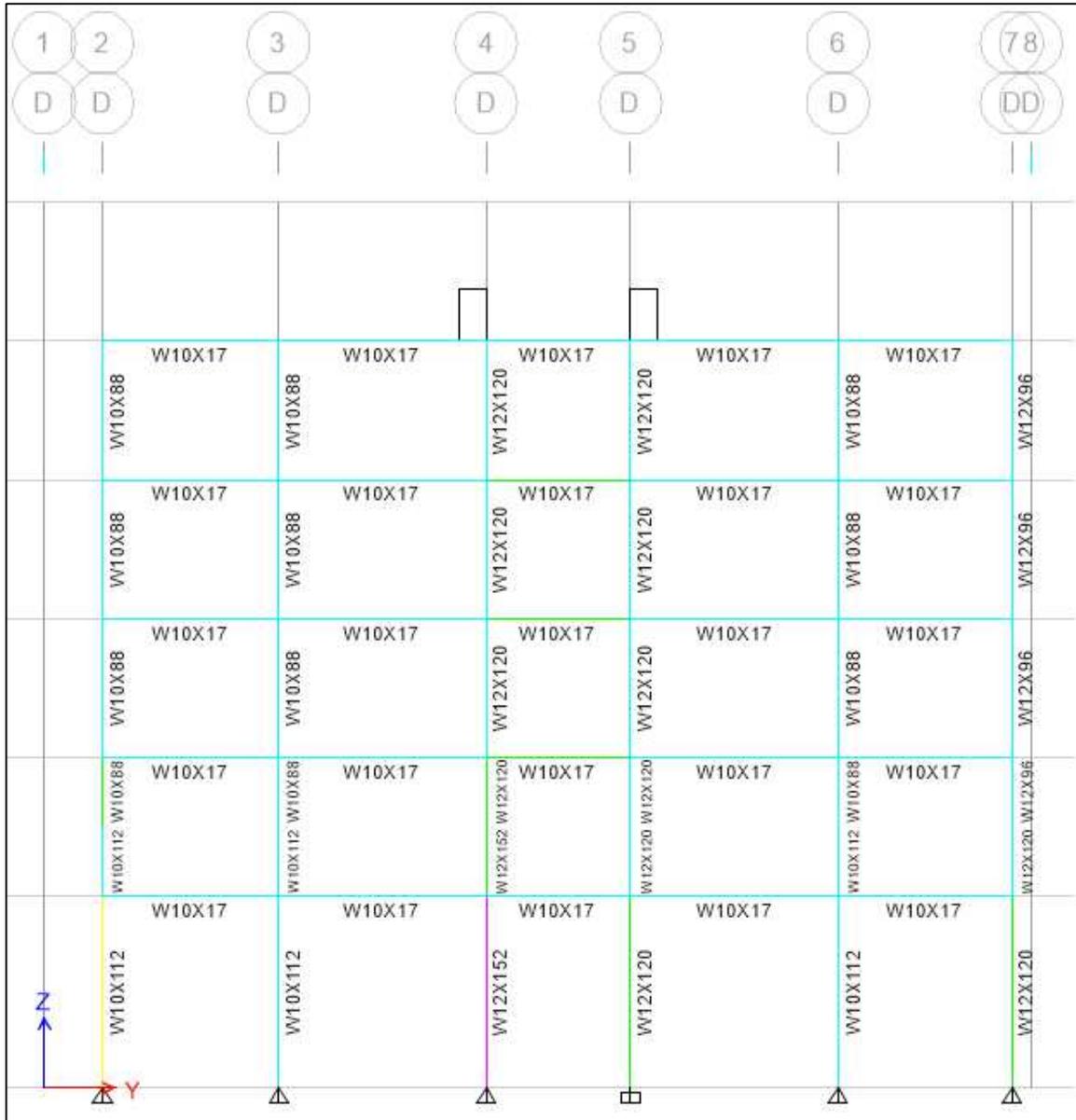


Figura 82. Capacidad de elementos en eje D.

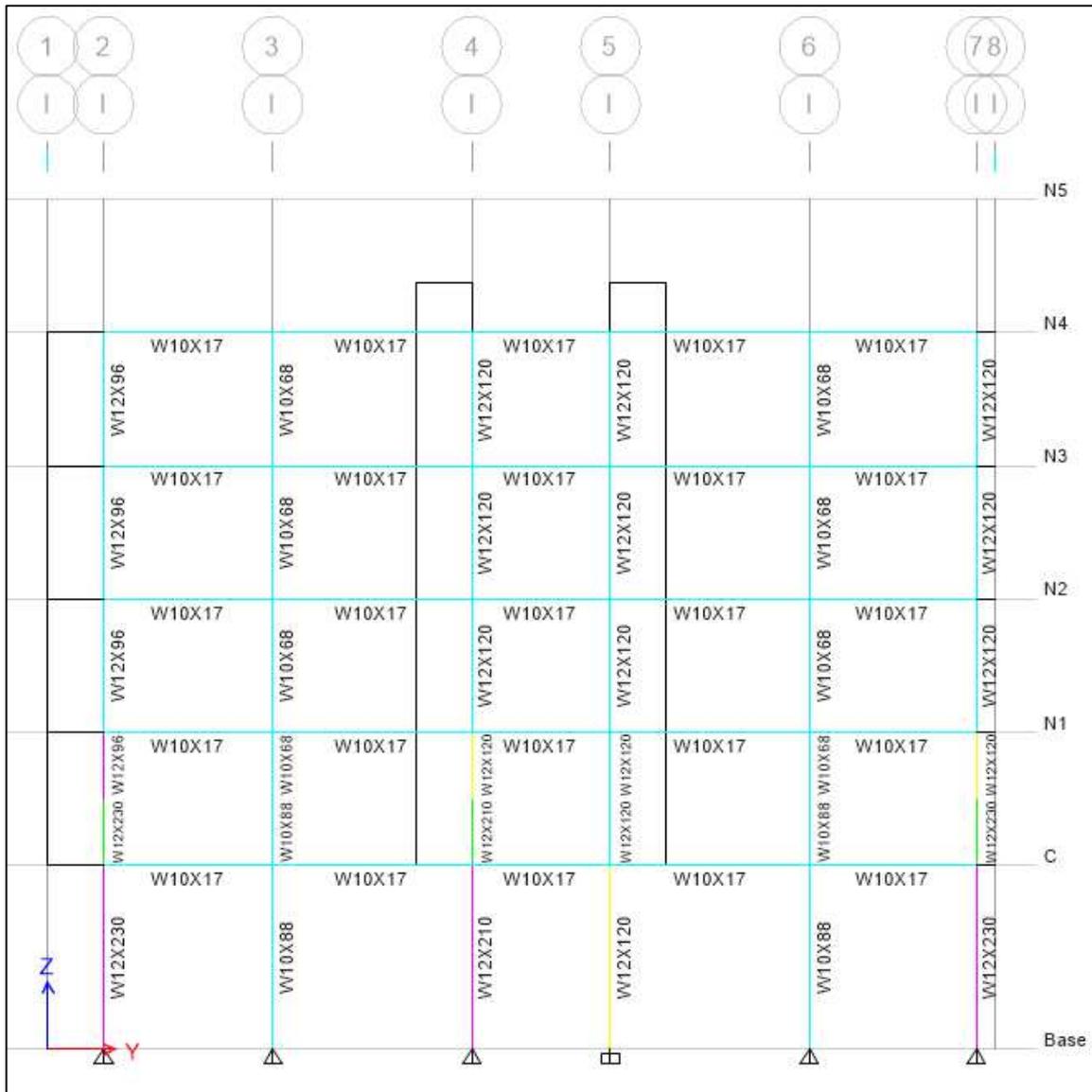


Figura 83. Capacidad de elementos en eje I.

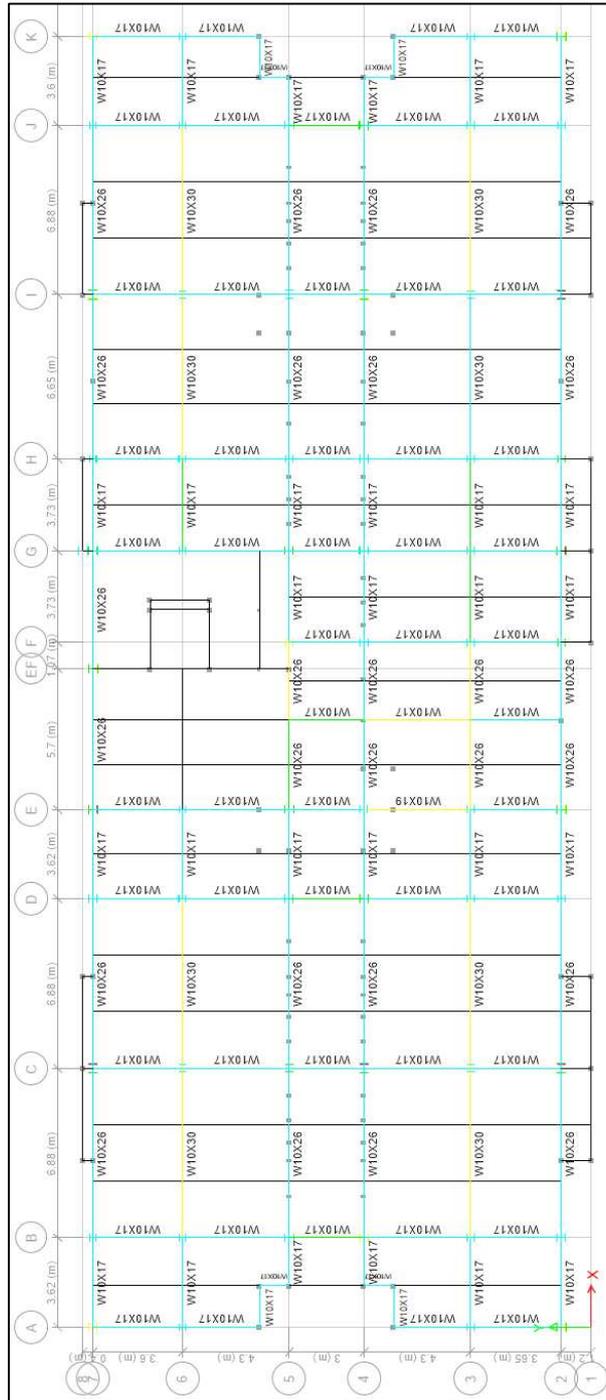


Figura 84. Capacidad de elementos en planta habitacional 1.

En las figuras anteriores, se muestra como ninguno de los elementos rebasa del 100% de su capacidad, lo que significa que son capaces de soportar las fuerzas ejercidas en ellas.

Debido a la gran cantidad de elementos estructurales por los cuales está compuesta la estructura, solo se evaluarán una columna y una viga para mostrar su diseño.

3.5.4.7.2.1. Diseño de elementos estructurales con ETABS.

3.5.4.7.2.1.1. Diseño de columna.

La columna de la cual se muestra el diseño está ubicada en la intersección de los ejes C, 7 en el nivel de Comercios (figuras 85 y 86), es un perfil W12X252, correspondiente a los perfiles IR, dimensiones de 39.11 cm de alto, patines con ancho de 33.02 cm, espesor del alma de 2.55 cm y espesor de patines de 5.71 cm.

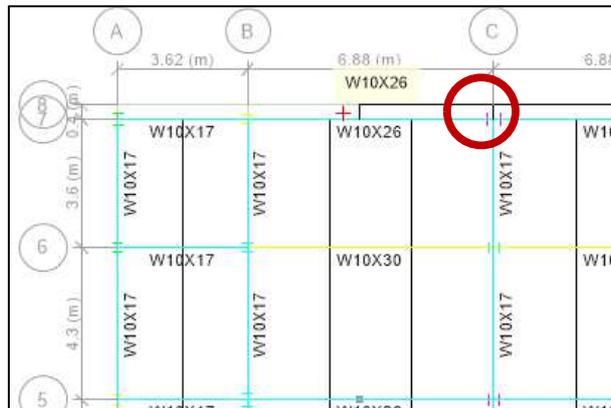


Figura 85. Ubicación de columna diseñada en planta.

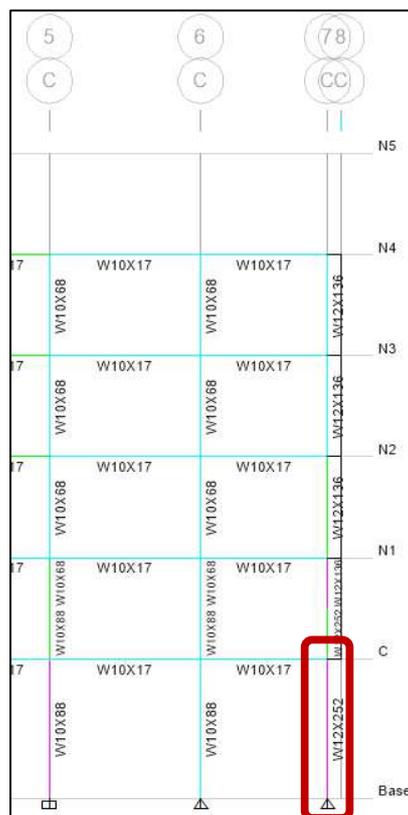


Figura 86. Ubicación de columna diseñada en elevación.

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
C	C101	6088	0	DStIS4	Special Moment Frame	W12X252	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4.00000	0.5	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.124	-0.013	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	0.5	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0478	0.000045	0.001132	0.000345	0.0377	0.0139

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.005789	0.002087	0.007014	0.003212	0.15389	0.08491	9.564E-06

Material Properties

E (kgf/m ²)	f _y (kgf/m ²)	R _y	α
20389019158	35153481.31	1.1	NA

(ASCE 12.4.3.2(5): $(1.2+0.2*Sds)*D + 1.0*L + \Omega_0*Q_e$)

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-1223051.96	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.935	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.935	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{lb}	K _{lb}	C _b
0.935	1	1.701

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.932 =	0.932 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
1223051.96	1312615.4	1512503.86

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n (kgf-m)	φM _n No LTB (kgf-m)	φM _n Cb=1 (kgf-m)
Major Bending	0	221899.22	221899.22	221479.95
Minor Bending	0	101617.4		

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	293383.56	2.087E-04
Minor Shear	0	716449.2	0.001

3.5.4.7.2.1.2. Diseño de viga.

La viga de la cual se muestra el diseño está ubicada sobre el eje 6 entre los ejes B y C, en el nivel de Comercios (figuras 87 y 88), es un perfil W10X30, correspondiente a los perfiles IR, dimensiones de 26.67 cm de alto, patines con ancho de 14.75 cm, espesor del alma de 0.76 cm y espesor de patines de 1.29 cm.

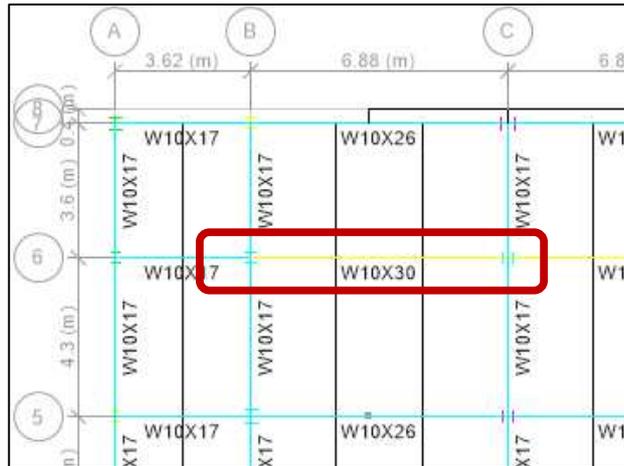


Figura 87. Ubicación de viga diseñada en planta.



Figura 88. Ubicación de viga diseñada en elevación.

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
C	B102	1072	6.74284	DStIS2	Special Moment Frame	W10X30	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
6.88000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	T_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0057	2.589E-07	0.000071	0.000007	0.0038	0.002

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.000531	0.000094	0.0006	0.000145	0.11139	0.03491	0

Material Properties

E (kgf/m ²)	f _y (kgf/m ²)	R _y	α
20389019158	35153481.31	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
6.74284	0	-15744.23	0	11275.83	0	-7.03

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.961	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.128	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.128	1	1.21

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.83 =	0 + 0.83 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	φP_{nc} Capacity (kgf)	φP_{nt} Capacity (kgf)
0	139455.54	180439.06

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	φM_n (kgf-m)	φM_n No LTB (kgf-m)	φM_n Cb=1 (kgf-m)
Major Bending	15744.23	18975.49	18975.49	18975.49
Minor Bending	0	4583.15		

Shear Design

	V_u Force (kgf)	φV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	11275.83	42864.48	0.263
Minor Shear	0	72578.14	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
17151.81	DSIS6	18232.33	DSIS6

3.5.4.7.3. Verificación del diseño (tradicional).

Una vez presentado el diseño de elementos estructurales realizados con el programa, se pretende presentar a continuación la verificación del diseño de forma tradicional, basado en lo establecido por el AISC.

3.5.4.7.3.1. Diseño de columna.

Se verifica el diseño de una de las columnas (perfil W12X252). Para esto se tomaron del programa ETABS las fuerzas actuantes sobre la columna.

- Carga axial: 528.02 ton.
- Momento 1: 2.81 ton-m.
- Momento 2: 4.91 ton-m.

Se verificó el diseño siguiendo la metodología de Abbas Aminmansour de su artículo "A New Approach for Design of Steel Beam-Columns" publicado en el año 2000, el cual se basa en la filosofía del AISC. A continuación, se presenta la verificación del diseño por el método de Aminmansour.

DISEÑO DE COLUMNAS (VIGAS - COLUMNAS) DE ACERO (AISC 2011)

1. PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS, DEBEMOS ENCONTRAR LA CARGA CRITICA ENTRE LOS MOMENTOS ACTUANTES Y LA CARGA AXIAL, PARA ELLO SELECCIONAMOS LA COMBINACION DE CARGA QUE CONTROLE PARA MOMENTOS Y CARGA AXIAL EN CADA COLUMNA

2. PARA CONOCER COMO INTERACTUAN LAS CARGAS AXIALES Y MOMENTOS, DEBEMOS UTILIZAR LAS ECUACIONES DE ITERACCION

$$pPr + bxMrx + byMry$$

Cuando $pPr \geq 2$: ≤ 1.0

Cuando $pPr < 2$: $0.5pPr + 1.125(bxMrx + byMry) \leq 1.0$

3. DEBIDO A QUE TODAVIA NO CONOCEMOS LAS SECCIONES A UTILIZAR, UTILIZAREMOS VALORES PROMEDIO DE "p", "bx", "by", PROPUESTAS POR AMINMANSOUR (2000)

COLUMNAS EN EL ENTREPISO DE :	C	A	N1
Ky = 0.800			
Kx = 1.200	KyLy =	3.200	m
Lb = 4.000 m	KxLx =	4.800	m
Pr EXT = 528.036 ton			
	10.000	0.001	12.000 0.00237
B1 = 1.000	10.499	0.001020	13.123 0.002286
B2 = 1.200	12.000	0.00108	14.000 0.00222

USANDO $KyLy$ PARA OBTENER Pav , PARA SECCION W14, EN LA TABLA 3, DE AMINMANSOUR

$$pav = 0.001020$$

USANDO Lb PARA OBTENER bav , PARA SECCION W14, EN LA TABLA 4, DE AMINMANSOUR

$$bav = 0.002286$$

CALCULO DE CARGAS CRITICAS PARA COLUMNAS EXTERIORES

PARA CONOCER LA CONTRIBUCION DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS CRITICAS, UTILIZAMOS LAS ECUACIONES DE ITERACCION

$$\text{Cuando } pavPr \geq 2 : pavPr + bavMrx$$

$$Mrx = B_1Mntx + B_2Mltx$$

$$\text{Cuando } pavPr < 2 : 0.5pavPr + 1.125bavMrx$$

LOS VALORES DE Mntx Y Mltx, LOS OBTENEMOS DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS, DE LA SIGUIENTE MANERA:

Mntx =	2.8094	ton-m	
Mltx =	4.9164	ton-m	Combinación por momento
Mrx =	8.7091	ton-m	
pavPr =	0.5386	ton	

$$0.5pavPr + 1.125bavMrx \qquad 0.7556$$

Mntx =	2.8094	ton-m	
Mltx =	4.9164	ton-m	Combinación por carga axial
Mrx =	8.7091	ton-m	
pavPr =	0.5386	ton	

$$0.5pavPr + 1.125bavMrx \qquad 0.7556$$

SELECCIÓN DE COLUMNAS

PARA FACILITAR EL PROCESO DE SELECCIÓN, UTILIZAMOS LAS TABLAS 6-1 (PAGINA 6-7) DEL MANUAL DE CONSTRUCCIONES EN ACERO (AISC 2011), ESTAS TABLAS TOMAN EN CONSIDERACION LAS COMBINACIONES PRODUCIDAS POR FLEXION Y CARGA AXIAL

COLUMNAS EN EL ENTREPISO
DE :

C A N1

COLUMNAS EXTERIORES

SECCION SELECCIONADA : W12X252

1. SELECCIÓN DE "p"

rx / ry =	1.81		
Kx*Lx =	4.800	m	EL EJE Y DE LA SECCIÓN ES EL CRITICO
Ky*Ly =	3.200	m	
Kx*Lx / Ky*Ly =	1.500		
(KL)y =	2.652	m	

ΣP_{ui}	=	528.036	ton	B_2	=	1.0052
ΣH	=	298.097	ton			
$L / \Delta H$	=	400.000				
R_m	=	0.850				
ΣP_{e2}	=	101352.928	ton			
M_{ntx}	=	2.809	ton-m			
M_{ltx}	=	4.916	ton-m			
M_{rx}	=	7.752	ton-m		MOMENTO APLIFICADO MODIFICADO	

5. REVISIION DE EFECTO VIGA - COLUMNA DE SECCION SELECCIONADA

REVISION DE ECUACION DE INTERACCION CON EL MOMENTO AMPLIFICADO MODIFICADO

$pPr + bxMr \leq 1.0$ SUSTITUYENDO DATOS = 0.41888 OK

3.5.4.7.3.2. Diseño viga.

Se verifica el diseño de una de las vigas principales con perfil W12X35, las fuerzas actuantes sobre el elemento estructural fueron tomados del programa, se tiene que:

M= 15.98 ton-m.

V= 8.16 ton.

W10X30		
d	26.67	cm
tw	0.762	cm

Revisión por cortante:

$$V_r = \mathbf{8.16} \quad \text{ton}$$

$$\phi_v V_n = 0.6 F_y A_w = (0.60) (3.515 \text{ ton/cm}^2)(26.67 \text{ cm})(0.76 \text{ cm}) = 51.03 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = (0.90) (42.87) \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = \mathbf{38.58} \quad \text{ton}$$

$$\phi_v V_n \geq V_r \quad \mathbf{OK}$$

Revisión por pandeo:

$M_r =$	15.98	ton-m
$\phi_b M_n =$	17.84	ton-m

OK

Revisión por deflexión:

Def. Análisis	0.0106
Def. AISC	0.0191

OK

3.5.4.7.3.3. Diseño viga secundaria.

Se verifica el diseño de la viga secundaria con perfil W10X12, las fuerzas actuantes sobre el elemento estructural fueron tomados del programa, se tiene que:

$$M = 5.47 \text{ ton-m.}$$

$$V = 5.15 \text{ ton.}$$

W10X15		
d	25.37	cm
tw	0.58	cm

Revisión por cortante:

$$V_r = \mathbf{5.15} \quad \text{ton}$$

$$\phi_v V_n = 0.6 F_y A_w = (0.60) (3.515 \text{ ton/cm}^2)(25.07 \text{ cm})(0.48 \text{ cm}) = 31.27 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = (0.90) (25.52.) \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = \mathbf{22.97} \quad \text{ton}$$

$$\phi_v V_n \geq V_r \quad \mathbf{OK}$$

Revisión por pandeo:

$M_r =$	5.47	ton-m
$\phi_b M_n =$	6.01	ton-m

OK

Revisión por deflexión:

Def. Análisis	0.0113	
Def. AISC	0.0119	OK

3.5.4.7.3.4. Diseño de losacero.

La determinación del tipo de losacero que se utilizó se limitó a elegirse de un catálogo de algún proveedor de aceros. La selección de la losacero está condicionada a las cargas muertas y vivas que va a soportar, y de la separación entre apoyos.

A continuación, se presentan especificaciones de losacero de calibre 22 y 24, sus respectivos pesos propios, y sus capacidades de carga (tablas 18 y 19).

Tabla 18. Especificaciones de losacero.

LOSACERO 25 CON PERNOS CONECTORES (VER NOTA 12)															
CALIBRE (ESPESOR DE DISEÑO)	ESPESOR DE CONCRETO	SOBRECARGA ADMISIBLE (KG / M ²)													
		SEPARACIÓN ENTRE APOYOS EN METROS													
PLG.	CMS.	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00
24 0.0239	5	2,000	2,000	1,708	1,355	1,093	895	740	617						
	6	2,000	2,000	1,932	1,533	1,237	1,012	838	699	587					
	8	2,000	2,000	2,000	1,888	1,525	1,248	1,033	863	725	612				
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	1,812	1,484	1,229	1,026	863	729				
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,720	1,424	1,190	1,001	846	718			
22 0.0299	5	2,000	2,000	2,000	1,936	1,574	1,298	1,083	913	775					
	6	2,000	2,000	2,000	2,000	1,787	1,474	1,231	1,038	882	754				
	8	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,827	1,526	1,287	1,095	937	806	697		
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,821	1,537	1,307	1,120	964	834	723	629
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,787	1,520	1,302	1,122	970	842	733
20 0.0359	5	2,000	2,000	2,000	2,000	1,876	1,552	1,299	1,099	937	805				
	6	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,767	1,480	1,252	1,069	918	794			
	8	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,842	1,559	1,332	1,145	990	861		
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,866	1,594	1,372	1,187	1,032	902	790
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,857	1,598	1,384	1,204	1,052	922
18 0.0478	5	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,940	1,630	1,383	1,185	1,016	813	652	
	6	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,865	1,584	1,357	1,172	1,018	856	693	
	8	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,984	1,701	1,470	1,278	1,117	981	865
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,768	1,538	1,345	1,182	1,043
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,798	1,573	1,383	1,221

Tabla 19. Peso propio de losacero y claros máximos permisibles sin apuntalar,

CALIBRE (ESPESOR DE DISEÑO)	ESP. DE CONCRETO	PESO PROPIO	CLARO MÁXIMO SIN APUNTALAR		
			SIMPLE	DOBLE	TRIPLE
PLG.	CMS.	KG./M ²	MTS.	MTS.	MTS.
24 0.0239	5	203	1.60	2.14	2.17
	6	221	1.54	2.07	2.09
	8	275	1.44	1.94	1.96
	10	323	1.40	1.83	1.85
	12	371	1.38	1.74	1.76
22 0.0299	5	205	2.17	2.92	2.96
	6	229	2.08	2.81	2.84
	8	277	1.93	2.62	2.65
	10	325	1.87	2.46	2.49
	12	373	1.85	2.33	2.36

Tomando en cuenta estas tablas, la separación entre apoyos máxima (2.00 metros), y determinando la suma de carga muertas más viva crítica, 585 kg/cm², se elige la losacero de calibre 24 con espesor de concreto de 5 cm, siendo esta capaz de resistir las cargas actuantes.

3.5.4.7.3.5. Diseño de contratrabe

Se realiza el diseño de contratrabe para unir las columnas entre sí, siguiendo los lineamientos establecidos por el RCDF, las Normas Técnicas Complementarias – Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC), Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC), las NTC-CADEE y las recomendaciones del laboratorio de mecánica de suelos se realizó el diseño de cimentaciones.

A continuación, se muestran los datos y cálculos correspondientes de la contratrabe que une la cimentación.

L =	6.88	m	M1 =	$wL^2/12 =$	15.09	ton/m
b =	0.3	m	M2 =	$wL^2/24 =$	7.54	ton/m
d =	0.5	m	v =	$wL/2 =$	13.16	ton
Rn =	12.75	ton/m ²				
w =	3.82	ton/m	Acero longitudinal			
			Di (cm)	Var. No.	Cantidad	Área (cm ²)
f _c =	200	kg/cm ²	5	5	3	5.94
f _y =	4200	kg/cm ²	45	5	3	5.94

r =	4	cm	Mn	20.01	ton-m
As min	3.54	cm ²	ØMR	18.01	ton-m
p	0.01				
q	0.22		Ø V _{cr} =	7.95	ton
Ab	27.32	cm ²	ØV _{sr} =	13.47	ton
A _{prop}	11.88	cm ²	ØV =	21.42	ton
A _{max}	20.49	cm ²			

La contratrabe es capaz de soportar las fuerzas a las que estará sometida, por lo tanto, el dimensionamiento y acero propuesto es adecuado.

3.5.4.7.3.6. Diseño de zapata.

Se realizó el diseño de las zapatas considerando la carga crítica por la combinación más desfavorable, se hizo de acuerdo con el manual ACI-318S-14.

Para el diseño de la zapata se tomaron los resultados de las cargas que emite el programa y las recomendaciones y conclusiones que nos provee el estudio de mecánica de suelo. A continuación, se presenta uno de los diseños de las zapatas.

Zapata	Corrida	
Qa =	17.30	ton/m
B =	1.00	m
L =	1.00	m
e =	0.15	m
h =	0.30	m
r =	0.03	m
d =	0.27	m
P =	15.22	t/m
Pu =	15.22	t/m
ϕ =	0.85	
f _c	200	kg/cm ²
bo	1.54	m
f _y	4200	kg/cm ²

Revisión por penetración		
Vu =	12.54	ton
ϕ VcR1 =	13.05	ton
ϕ VcR2 =	20.45	ton

Revisión viga		
Vu =	4.72	ton
ϕ VcR =	5.64	ton

	Vu < ϕ VcR	OK
--	--------------------	-----------

Revisión por Flexión					
As min=	6.36	Acero de refuerzo tramo largo L.i. y L.s.			
Asb =	54.64	Var. No.	Cantidad	S	
As prop =	7.13	3	5	20	
p =	0.0026	ϕ =	0.85	Mu =	5.50 t-m
q =	0.0652			ϕ MR =	6.64 t-m
As min=	6.36	Acero de refuerzo tramo largo L.i. y L.s.			
Asb =	54.64	Var. No.	Cantidad	S	
As prop =	7.13	3	5	20	
p =	0.0026	ϕ =	0.85	Mu =	5.50 t-m
q =	0.0652			ϕ MR =	6.64 t-m
					OK

La sección propuesta es aceptada, ya que es capaz de resistir las fuerzas actuantes.

3.5.4.7.3.7. Diseño de pila.

Se realizó el diseño de dos únicas pilas las cuales están sometidas a carga axial, y se verifica su resistencia. Al igual que en otros elementos, se elaboró el diseño tomando las cargas por la combinación crítica actuando sobre la pila.

Se diseñó la primera pila con capacidad de resistir 341.68 toneladas (PL-1-60D) la cual a excepción de dos pilas no serán de este tipo y la segunda con capacidad de resistir 582.56 toneladas (PL-2-80D). A continuación, se muestran los cálculos correspondientes de las pilas que tendrá el proyecto.

Pila				
D =	60.00	cm	Área concreto (cm ²)	2811.60
Rec =	5.00	cm	Área acero (cm ²)	15.83
f*c	200	kg/cm ²	Ac =	1963.50 cm ²
f'c =	160	kg/cm ²	ps =	0.0076 -
f''c =	136	kg/cm ²		
Fy =	4200	kg/cm ²		
Acero Longitudinal			Resistencia concreto (ton)	333.79
Var. No.	5		Resistencia acero (ton)	66.51
Cantidad	8		Resistencia hélice (ton)	125.36
As =	15.83	cm ²	Resistencia nominal (ton)	525.66
Acero Transversal			Resistencia de diseño	
Var. No.	3		Rd= ØRn	
Helice a	7.5	cm	Ø =	0.65
Ae =	0.71	cm ²	Rd (ton) =	341.68

Pila				
D =	80.00	cm	Área concreto (cm ²)	5010.71
Rec =	5.00	cm	Área acero (cm ²)	15.83
f*c	200	kg/cm ²	Ac =	3848.45 cm ²
f'c =	160	kg/cm ²	ps =	0.0054 -
f''c =	136	kg/cm ²		
Fy =	4200	kg/cm ²		
Acero Longitudinal			Resistencia concreto (ton)	654.24
Var. No.	5		Resistencia acero (ton)	66.51
Cantidad	8		Resistencia hélice (ton)	175.50
As =	15.83	cm ²	Resistencia nominal (ton)	896.25
Acero Transversal			Resistencia de diseño	
Var. No.	3		Rd= ØRn	
Helice a	7.5	cm	Ø =	0.65
Ae =	0.71	cm ²	Rd (ton) =	582.56

El análisis indicó que se deben de diseñar pilas capaces de soportar un máximo de 243.22 toneladas, sin embargo, fue necesario diseñar dos pilas, ya que en el caso del diámetro de 60 cm el suelo soporta un máximo de 227 toneladas y el diámetro de 80 cm soporta hasta 277 toneladas. Fue por ello por lo que se realizó el diseño de dos pilas, aun cuando la primera pila puede resistir la carga actuante máxima, el suelo no.

3.5.4.7.3.8. Diseño de escalera.

Por último, se diseñaron las escaleras. Se realizó tomando en cuenta las fuerzas actuantes críticas, es decir, por la combinación más desfavorable. A continuación, se presentan los cálculos correspondientes de diseño, para los cuales fue necesario extraer del programa las fuerzas máximas actuantes.

En este caso es necesario determinar por separado cómo estarán conformados los escalones y los descansos, ya que, aunque sean para un mismo elemento arquitectónico actúan fuerzas distintas, siendo estos dos partes estructurales del mismo elemento arquitectónico.

Escalones

Vu =	1.70	T/m2
Mu =	0.80	T/m2
Ø =	0.75	
fc	200.00	kg/cm2
b	200.00	cm
d	15.00	cm
Fy	4200	kg/cm2
rec	5.00	cm
Amin	7.07	cm2
Vcr =	21.21	ton
Ø Vcr =	15.91	ton
Ø Vsd =	0.58	ton
Ø Vd =	16.49	ton

Asprop =	28.50	cm ²
Asb =	40.48	cm ²
Amax Smed =	29.47	cm ²

Acero longitudinal		
No de barra	Área	Cant L.i. y L.s.
3.00	0.71	10.00
Smin	S	
21.67	20.00	
Acero transversal		
No de barra	Área	S
2.00	0.32	30.00
r v =	2.00	

Fc =	29912.978	kg/cm ²
c =	1.035	cm

Mn =	286115.421	kg-cm
Md =	257503.879	kg-cm
Md =	2.575	Ton-m

Descansos

Vu =	4.53	T/m2
Mu =	3.25	T/m2
Ø =	0.75	
fc	200.00	kg/cm2
b	200.00	cm
d	15.00	cm
Fy	4200	kg/cm2
rec	2.00	cm
Amin	7.07	cm2
Vcr =	21.21	ton
Ø Vcr =	15.91	ton

Asprop =	14.25	cm ²
Asb =	52.62	cm ²
Amax Smed =	38.31	cm ²

Acero longitudinal		
No de barra	Área	Cant L.i. y L.s.
3.00	0.71	10.00
Smin	S	
22.00	20.00	

Fc =	43672.331	kg/cm ²
c=	1.511	cm

Mn =	388668.958	kg-cm
Md =	349802.062	kg-cm
Md =	3.498	Ton-m

3.5.4.8. Comparación estructural.

Dentro de este apartado se muestra las diferencias de comportamiento y características estructurales que presentaron los modelos elaborados en el programa de cómputo ETABS de los sistemas constructivos: concreto reforzado y acero estructural.

Estas comparaciones estructurales consideran la respuesta dinámica de las estructuras sometidas a el análisis por el método modal espectral. Las comparaciones que se realizaron son las siguientes:

- Periodos de desplazamientos.
- Pesos totales de las estructuras.
- Desplazamientos.
- Distorsiones.

3.5.4.8.1. Periodos de desplazamientos.

Ambas alternativas presentan periodos parecidos y menores relativamente, por lo que se puede decir que no varía mucho el tiempo de oscilación entre cada sistema constructivo. A continuación, en la figura 89 se puede observar de manera gráfica los periodos de cada alternativa.

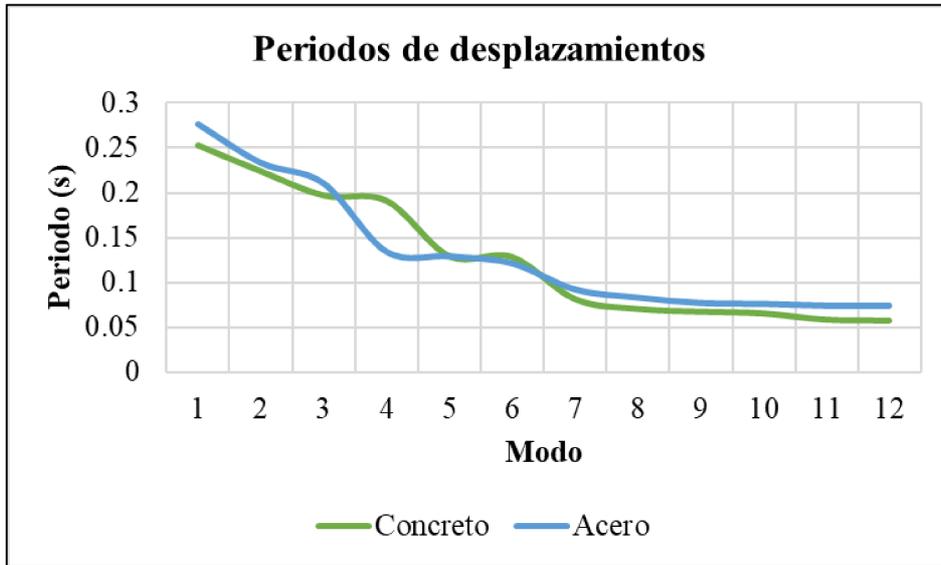


Figura 89. Gráfica de periodos de desplazamientos.

3.5.4.8.2. Peso de las estructuras.

Los sistemas constructivos se elaboran con distintos materiales de construcción en términos generales, puesto que el principal componente en la alternativa de concreto reforzado es el concreto y en segundo orden tenemos el acero de refuerzo, mientras que en el acero estructural el principal material es el acero de grado A36 y después podemos encontrar algunos elementos de concreto.

El programa de cómputo ETABS calculó que para la combinación 1.3 CM + 1.5 CV las masas totales son las mostradas en la figura 90, la cual expresa que la estructura de concreto es 9.44% más pesada que la de acero.

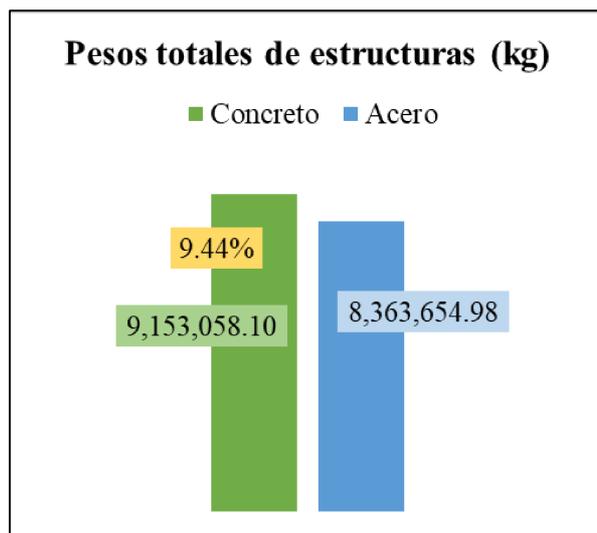


Figura 90. Pesos totales de las estructuras, en kg.

3.5.4.8.3. Desplazamiento lateral y distorsiones.

Una de las revisiones significativas de un sistema estructural son las distorsiones de entrepiso, esta medida pertenece a la división del desplazamiento lateral de entrepiso producido por las fuerzas laterales actuantes entre la altura. Este índice es adimensional y nos representa el grado de daño o la ductilidad de entrepiso que puede presentarse en la estructura.

A continuación, en las figuras 91 y 92 se muestra la comparación de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso. Retomando los apartados 3.5.4.6.1.4 y 3.5.4.7.1.4, se mencionó que para el caso de concreto reforzado la distorsión máxima permisible es de 0.010 mientras que para el acero estructural es de 0.015, por lo cual, se determina que en el caso del concreto reforzado la distorsión máxima se encuentra a un 30.68% de la distorsión permisible y el acero tiene una distorsión máxima a un 34.57% de la distorsión permisible.

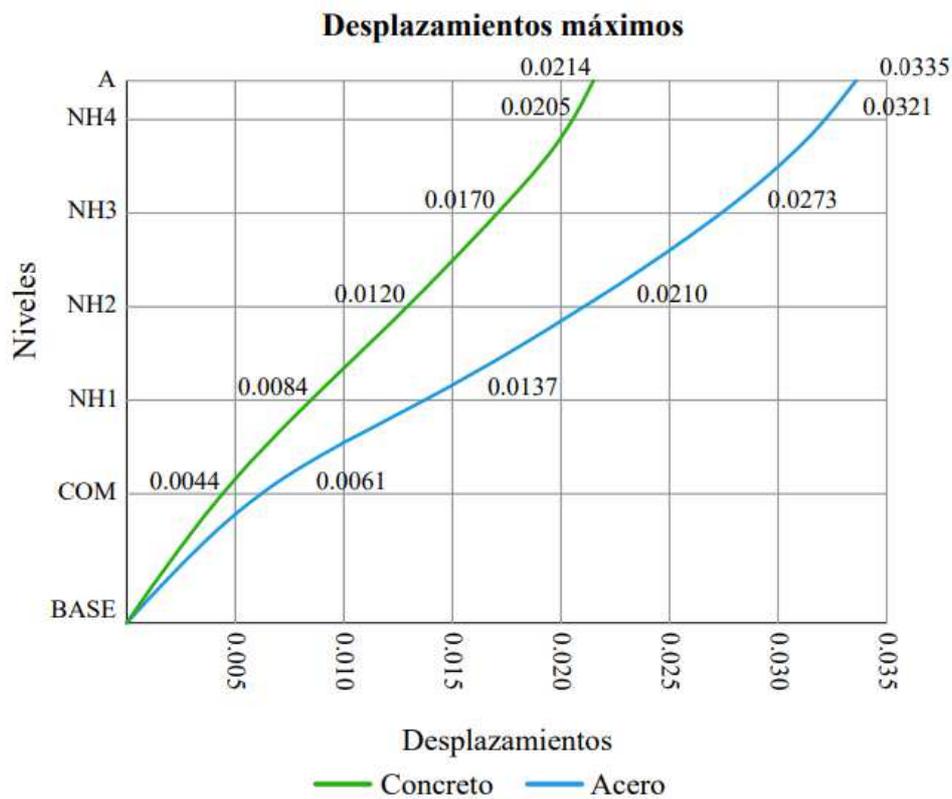


Figura 91. Desplazamientos máximos.

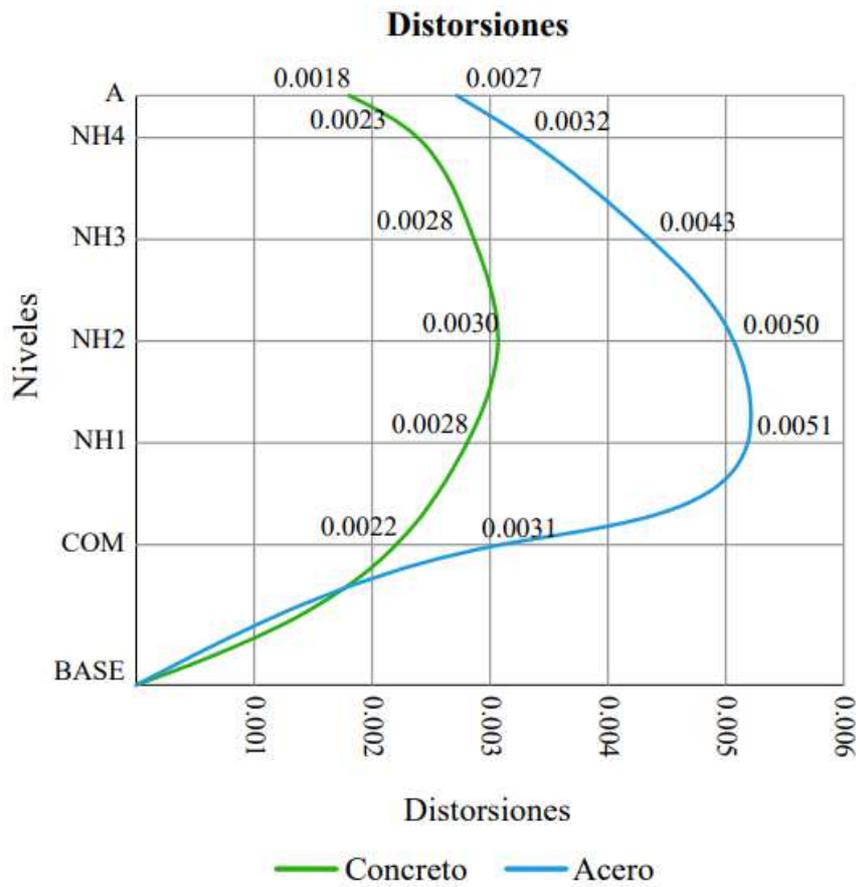


Figura 92. Distorsiones máximas.

3.5.5. Costos de construcción.

3.5.5.1. Volúmenes de materiales para ambos sistemas constructivos.

Se determinan los volúmenes de obra de los materiales significativos, próximamente se define una estimación más precisa creando tarjetas de todos los conceptos que requiere cada sistema constructivo.

A continuación, se tabulan los volúmenes de obra de los materiales más significativos de ambas alternativas, desmenuzados en etapas constructivas.

Concreto reforzado

Cimentación		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto hecho en obra f'c 150 kg/cm ²	7.31	m ³
Concreto hecho en obra f'c 200 kg/cm ²	17.79	m ³
Concreto premezclado f'c 200 kg/cm ²	437.43	m ³
Concreto premezclado f'c 250 kg/cm ²	10.48	m ³
Cimbra en contratrabes, dados, zapatas y dalas	768.80	m ²
Malla electrosoldada 6x6/10-10	1041.88	m ²
Acero No. 3	9.49	ton
Acero No. 4	0.25	ton
Acero No. 5	8.55	ton
Acero No. 6	8.62	ton

Muros, dalas y columnas		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto hecho en obra f'c 150 kg/cm ²	17.06	m ³
Concreto hecho en obra f'c 250 kg/cm ²	268.06	m ³
Mezcla de mortero-cemento-arena	107.33	m ³
Cimbra en columnas y dalas	4358.55	m ²
Muro de block hueco 15x20x40	2979.52	m ²
Muro de block hueco 20x20x40	2954.45	m ²
Acero No. 2	5.01	ton
Acero No. 3	13.77	ton
Acero No. 4	3.09	ton
Acero No. 5	4.41	ton
Acero No. 6	3.49	ton
Acero No. 7	6.47	ton
Acero No. 8	5.68	ton

Losas y Vigas		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto premezclado f'c 200 kg/cm2	748.08	m3
Cimbra en traves	1234.91	m2
Cimbra en losas	4427.85	m2
Malla electrosoldada 6x6/10-10	4503.40	m2
Casetón de poliestireno	842.30	m3
Acero No. 2	19.09	ton
Acero No. 3	23.72	ton
Acero No. 4	13.58	ton
Acero No. 5	2.74	ton
Acero No. 6	4.23	ton
Acero No. 7	1.37	ton
Acero No. 8	2.85	ton

Albañilerías		
Concepto	Volumen	Unidad
Entortado con mortero	174.22	m3

Acabados obra gris		
Concepto	Volumen	Unidad
Mezcla de mortero-cemento-arena	108.97	m3
Yeso	357.33	m3

Acero estructural

Cimentación		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto hecho en obra f'c 150 kg/cm2	7.31	m3
Concreto hecho en obra f'c 200 kg/cm2	17.79	m3
Concreto premezclado f'c 200 kg/cm2	437.43	m3
Concreto premezclado f'c 250 kg/cm2	10.48	m3
Cimbra en contratrabes, dados, zapatas y dalas	768.80	m2
Malla electrosoldada 6x6/10-10	1041.88	m2
Acero No. 3	9.49	ton
Acero No. 4	0.25	ton
Acero No. 5	8.55	ton
Acero No. 6	8.62	ton

Estructura metálica		
Concepto	Volumen	Unidad
Estructura metálica acero A36	328.95	ton
Losacero calibre 24	4813.81	m2

Muros, dalas y columnas		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto hecho en obra f'c 150 kg/cm2	15.78	m3
Concreto hecho en obra f'c 250 kg/cm2	158.43	m3
Mezcla de mortero-cemento-arena	52.29	m3
Cimbra en columnas y dalas	2719.78	m2
Muro de block hueco 15x20x40	1026.50	m2
Muro de block hueco 20x20x40	1757.64	m2
Muro de tablaroca 15 cm de espesor	2434.20	m2
Acero No. 2	3.77	ton
Acero No. 3	11.33	ton

Losas		
Concepto	Volumen	Unidad
Concreto premezclado f'c 200 kg/cm2	407.21	m3
Cimbra en losas	5015.51	m2
Malla electrosoldada 6x6/10-10	5535.88	m2

Albañilerías		
Concepto	Volumen	Unidad
Entortado con mortero	174.22	m3

Acabados obra gris		
Concepto	Volumen	Unidad
Mezcla de mortero-cemento-arena	107.17	m3
Yeso	85.18	m3
Falso plafón reticular	4429.78	m2

Aun teniendo volúmenes aproximados de los materiales, se establecen los costos de los materiales y la actividad que se va a realizar con ellos, por lo que además del costo del material se agrega el costo que tiene por mano de obra y por equipo de trabajo.

Desglosando los materiales principales de cada sistema constructivo, se tienen las siguientes volumetrías:

Concreto reforzado

Cimentación	Concreto	0.466	M3/M2
	Acero	27.524	KG/M2
	Acero/ Concreto	59.028	KG/M3
Muros/ Columnas	Concreto	0.094	M3/M2
	Acero	8.265	KG/M2
	Acero/ Concreto	88.164	KG/M3
Losas	Concreto	0.147	M3/M2
	Acero	14.205	KG/M2
	Acero/ Concreto	96.311	KG/M3

Acero estructural

Cimentación	Concreto	0.466	M3/M2
	Acero	27.524	KG/M2
	Acero/ Concreto	59.028	KG/M3
Muros/ Columnas	Concreto	0.085	M3/M2
	Acero	2.977	KG/M2
	Acero/ Concreto	34.882	KG/M3
	Acero estructural	65.593	KG/M2
Losas	Concreto	0.080	M3/M2
	Acero	1.179	KG/M2
	Acero/ Concreto	14.686	KG/M3

3.5.5.2. Cronograma de actividades de sistemas constructivos.

El tiempo, es una de las variables que se tienen en cuenta en el costo de los proyectos de construcción, es por lo que se deben de estimar los tiempos de ejecución de las actividades correspondientes a los proyectos, esta estimación se debe realizar considerando la secuencia adecuada y un tiempo probabilístico de las actividades.

A continuación, se presentan los cronogramas de actividades de los sistemas constructivos de manera gráfica, la tabla 20 muestra el cronograma de la construcción con concreto reforzado mientras que la tabla 21 con acero estructural.

Tabla 20. Programa de obra - Concreto reforzado.

Actividad	Semanas																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26		
Desmante y deshierve	■																										
Trazo y nivelacion	■																										
Perforacion del suelo		■	■																								
Pilas de cimentación				■	■																						
Descabezado de pilas						■																					
Retiro de materiales					■	■																					
Excavación						■																					
Contratraves y cabezales							■																				
Muros de enrase, dados y zapatas								■																			
Relleno, retiro y nivelación									■																		
Firmes de concreto										■																	
Columnas y muros planta-comercios										■	■																
Vigas, losas y escalera planta-comercios										■	■	■															
Columnas, muros y dalas planta-habitacional 1											■	■	■														
Vigas, losas y escalera planta-habitacional 1											■	■	■														
Columnas, muros y dalas planta-habitacional 2												■	■	■													
Vigas, losas y escalera planta-habitacional 2													■	■	■												
Columnas, muros y dalas planta-habitacional 3														■	■	■											
Vigas, losas y escalera planta-habitacional 3															■	■	■										
Columnas, muros y dalas planta-habitacional 4																■	■	■									
Vigas, losas y escalera planta-habitacional 4																	■	■	■								
Columnas y muros planta-azotea																								■	■		
Vigas y losas planta-azotea																									■		
Entortado planta-comercio											■	■															
Aplanado y afinado planta-comercios											■	■															
Entortado planta-habitacional 1												■	■	■													
Aplanado y afinado planta-habitacional 1													■	■	■												
Entortado planta-habitacional 2														■	■	■											
Aplanado y afinado planta-habitacional 2															■	■	■										
Entortado planta-habitacional 3																■	■	■									
Aplanado y afinado planta-habitacional 3																	■	■	■								
Entortado planta-habitacional 4																		■	■	■							
Aplanado y afinado planta-habitacional 4																			■	■	■						
Entortado planta-azotea																											■
Aplanado y afinado planta-azotea																											■

Tabla 21. Programa de obra - Acero estructural.

Actividad	Semanas															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Desmante y deshierve	■															
Trazo y nivelacion	■															
Perforacion del suelo		■	■													
Pilas de cimentación				■	■											
Descabezado de pilas						■										
Retiro de materiales					■	■										
Excavación						■										
Contratraves y cabezales							■									
Muros de enrase, dados y zapatas							■									
Relleno, retiro y nivelación								■								
Firmes de concreto									■							
Montaje de columnas planta-comercios-habitacional 1									■							
Vigas, losas y escalera planta-comercios										■						
Muros en planta-comercios y habitacional 1										■	■					
Montaje de columnas planta-habitacional 1-4											■					
Vigas, losas y escalera planta-habitacional 1-4											■	■				
Muros en planta-habitacional 2-4											■	■	■			
Columnas y muros planta-azotea													■	■		
Vigas y losas planta-azotea														■		
Entortado planta-comercio										■						
Aplanado, afinado y plafones planta-comercios											■					
Entortado planta-habitacional 1-4											■					
Aplanado, afinado y plafones planta-habitacional 1-4												■	■	■	■	■
Entortado planta-azotea																■
Aplanado y afinado planta-azotea																■

3.5.5.3. Costo de las actividades

Previamente se estimaron los volúmenes de construcción para los sistemas constructivos en estudio. En este apartado se pretende definir el costo de las actividades significativas de ambos sistemas, para ello se desarrollan los precios unitarios de dichas actividades.

Precios de actividades por unidad de trabajo

Fabricación y colocación de concreto $f_c=150$ kg/cm ² volumen grande. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y lo necesario para su ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Arena	0.4800	m3	\$350.00	\$168.00
Grava 3/4"	0.6700	m3	\$350.00	\$234.50
Cemento	0.3300	ton	\$3,275.80	\$1,081.01
Revolvedora de concreto	0.5333	hr	\$75.18	\$40.09
Cuad. albañiles: 1 albañil y 1 ayud.	0.4018	jor	\$847.51	\$340.53
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 1 ayud.	0.0397	jor	\$2,015.20	\$80.00
			Total	\$1,944.14

Fabricación y colocación de concreto $f_c=200$ kg/cm ² volumen grande. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y lo necesario para su ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Arena	0.5000	m3	\$350.00	\$175.00
Grava 3/4"	0.7000	m3	\$350.00	\$245.00
Cemento	0.3700	ton	\$3,275.80	\$1,212.05
Revolvedora de concreto	0.5333	hr	\$75.18	\$40.09
Cuad. albañiles: 1 albañil y 1 ayud.	0.4018	jor	\$847.51	\$340.53
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 1 ayud.	0.0496	jor	\$2,015.20	\$99.99
			Total	\$2,112.66

Fabricación y colocación de concreto $f_c=250$ kg/cm ² volumen grande. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y lo necesario para su ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Arena	0.4750	m3	\$350.00	\$166.25
Grava 3/4"	0.6400	m3	\$350.00	\$224.00
Cemento	0.4230	ton	\$3,275.80	\$1,385.66
Revolvedora de concreto	0.5333	hr	\$75.18	\$40.09
Cuad. albañiles: 1 albañil y 1 ayud.	0.2055	jor	\$1,167.69	\$240.00
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 4 ayud.	0.0397	jor	\$2,015.20	\$80.00
			Total	\$2,136.01

Concreto premezclado f _c =200 kg/cm ² . Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Concreto premezclado f _c =200 kg/cm ²	1.0000	m ³	\$1,450.00	\$1,450.00
Servicio de bombeo	1.0000	m ³	\$240.00	\$240.00
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 4 ayud.	0.0496	jor	\$2,015.20	\$99.99
Aplicación de curaconcreto	1.0000	m ²	\$10.04	\$10.04
Vibrador electro para concreto	0.0250	jor	\$250.00	\$6.25
			Total	\$1,806.28

Concreto premezclado f _c =250 kg/cm ² . Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Concreto premezclado f _c =250 kg/cm ²	1.0000	m ³	\$1,580.00	\$1,580.00
Servicio de bombeo	1.0000	m ³	\$240.00	\$240.00
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 4 ayud.	0.0496	jor	\$2,015.20	\$99.99
Aplicación de curaconcreto	1.0000	m ²	\$10.04	\$10.04
Vibrador electro para concreto	0.0250	jor	\$250.00	\$6.25
			Total	\$1,936.28

Cimbra común en zapatas. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m ²
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Madera de pino	3.0000	pt	\$14.00	\$42.00
Cimbraplay de 5/8"	0.2000	m ²	\$150.60	\$30.12
Clavos	0.2500	kg	\$24.00	\$6.00
Alambre recocido	0.2500	kg	\$24.50	\$6.13
Diessel	0.1000	lt	\$20.59	\$2.06
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0774	jor	\$1,167.69	\$90.39
			Total	\$176.69

Malla electrosoldada 6x6-10/10. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m ²
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Malla electrosoldada 6x6-10/10	1.1500	m ²	\$22.40	\$25.76
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0140	jor	\$847.51	\$11.89
			Total	\$37.65

Habilitado, armado y colocado de acero no. 2. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 2	1.0000	kg	\$15.00	\$15.00
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0047	m2	\$847.51	\$4.00
			Total	\$19.74

Habilitado, armado y colocado de acero no. 3. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 3	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0059	m2	\$847.51	\$5.00
			Total	\$19.59

Habilitado, armado y colocado de acero no. 4. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 4	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0059	m2	\$847.51	\$5.00
			Total	\$19.59

Habilitado, armado y colocado de acero no. 5. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 5	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0059	m2	\$847.51	\$5.00
			Total	\$19.59

Habilitado, armado y colocado de acero no. 6. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 6	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0053	m2	\$847.51	\$4.50
			Total	\$19.09

Habilitado, armado y colocado de acero no. 7. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 7	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0053	m2	\$847.51	\$4.50
			Total	\$19.09

Habilitado, armado y colocado de acero no. 8. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Acero No. 8	0.0010	ton	\$13,856.40	\$13.86
Alambre recocido	0.0300	kg	\$24.50	\$0.74
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0053	m2	\$847.51	\$4.50
			Total	\$19.09

Muro de block hueco a base de block de 15x20x40 cm y mezcla mortero-arena. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Block de 15x20x40 cm	11.9200	pza	\$10.80	\$128.74
Arena	0.0171	m3	\$350.00	\$5.97
Mortero	0.0079	ton	\$2,586.20	\$20.44
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0642	m2	\$1,167.69	\$75.00
			Total	\$230.15

Muro de block hueco a base de block de 20x20x40 cm y mezcla mortero-arena. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Block de 20x20x40 cm	11.9200	pza	\$13.10	\$156.15
Arena	0.0228	m3	\$350.00	\$7.97
Mortero	0.0106	ton	\$2,586.20	\$27.30
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0642	m2	\$1,167.69	\$75.00
			Total	\$266.42

Muro de tablaroca 15 cm de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Tablaroca 15 cm de espesor	1.1000	m2	\$134.88	\$148.37
Accesorios para instalación de tablaroca	1.0000	m2	\$45.33	\$45.33
Cuad. albañiles: 1 albañil y 1 ayud.	0.2200	m2	\$847.51	\$186.45
			Total	\$380.15

Cimbra común en columnas. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Madera de pino	3.0000	pt	\$14.00	\$42.00
Cimbraplay de 5/8"	0.2000	m2	\$150.60	\$30.12
Clavos	0.2500	kg	\$24.00	\$6.00
Alambre recocado	0.2500	kg	\$24.50	\$6.13
Diessel	0.1000	lt	\$20.59	\$2.06
Cuad. carpintero: 1 carpintero y 2 ayud.	0.0326	jor	\$1,167.69	\$38.01
			Total	\$124.31

Cimbra común en traveses y dadas. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Madera de pino	1.1250	pt	\$14.00	\$15.75
Cimbraplay de 5/8"	0.2500	m2	\$150.60	\$37.65
Clavos	0.2500	kg	\$24.00	\$6.00
Alambre recocado	0.1000	kg	\$24.50	\$2.45
Puntal redondo 10 ft	0.1000	pza	\$123.00	\$12.30
Diessel	0.2760	lt	\$20.00	\$5.52
Cuad. carpintero: 1 carpintero y 1 ayud.	0.0937	jor	\$847.51	\$79.38
			Total	\$159.05

Casetón de poliestireno para losas. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m ³
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Casetón de poliestireno	1.0000	m3	\$925.00	\$925.00
Cuad. carpintero: 1 carpintero y 1 ayud.	0.1678	jor	\$847.51	\$142.24
			Total	\$1,067.24

Cimbra común losas. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Madera de pino	1.1250	pt	\$14.00	\$15.75
Cimbraplay de 5/8"	0.3000	m2	\$150.60	\$45.18
Clavos	0.2500	kg	\$24.00	\$6.00
Alambre recocido	0.1918	kg	\$24.50	\$4.70
Puntal redondo 10 ft	0.2876	pza	\$123.00	\$35.37
Diessel	0.2760	lt	\$20.00	\$5.52
Cuad. carpintero: 1 carpintero y 1 ayud.	0.0937	jor	\$847.51	\$79.38
			Total	\$191.90

Estructura metálica con acero estructural A36. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				kg
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Perfil estructural A36	1.0500	kg	\$18.10	\$19.01
Anticorrosivo primario-oxido	0.0009	cb	\$731.20	\$0.63
Soldadura E70 para perfiles estructurales	0.0300	kg	\$23.33	\$0.70
Cuad. Soldador: 1 soldador y 1 ayud.	0.00102	jor	\$847.51	\$8.67
Cuad. metálica: 1 Est. metálico y 1 ayud.	0.0075	jor	\$847.51	\$2.34
Soldadora 300Amp	0.0040	hr	\$84.84	\$0.34
Grúa convertible máx. 20 m.	0.0035	hr	\$1,200.00	\$4.20
			Total	\$35.88

Losacero calibre 24 con concreto $f_c=200$ kg/cm ² espesor de 5 cm. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Losacero calibre 24	1.0500	m2	\$30.38	\$31.90
Concreto premezclado $f_c=200$ kg/cm ²	0.0790	m3	\$1,450.00	\$114.55
Servicio de bombeo	0.0790	m3	\$240.00	\$18.96
Cuad. coloc. de concreto: 2 albañil y 4 ayud.	0.0039	jor	\$2,015.20	\$7.90
Aplicación de curaconcreto	0.0790	m2	\$10.04	\$0.79
Vibrador electro para concreto	0.0020	jor	\$250.00	\$0.49
Malla electrosoldada 6x6-10/10	1.1500	m2	\$22.40	\$25.76
Cuad. fierros: 1 fierro y 1 ayud.	0.0140	jor	\$847.51	\$11.89
			Total	\$212.25

Entortado con mortero. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Arena	0.0354	m3	\$350.00	\$12.38
Cemento	0.0153	ton	\$3,275.80	\$50.02
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0483	jor	\$1,167.69	\$56.36
			Total	\$118.77

Aplanado y afinado con mezcla de mortero-cemento-arena. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Arena	0.0185	m3	\$350.00	\$6.47
Mortero	0.0062	ton	\$2,586.20	\$15.94
Cemento	0.0062	ton	\$3,275.80	\$20.20
Andamio metálico	0.3330	jor	\$25.00	\$8.33
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0942	jor	\$1,167.69	\$110.00
			Total	\$160.93

Aplanado y afinado con yeso. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Perfil tubular de 2x1"	0.0098	m3	\$50.00	\$0.49
Yeso	0.0160	ton	\$2,378.00	\$37.96
Cemento	0.0004	ton	\$3,275.80	\$1.30
Andamio metálico (juego)	0.0588	jor	\$15.00	\$0.88
Cuad. albañiles: 1 albañil y 2 ayud.	0.0771	jor	\$1,167.69	\$90.01
			Total	\$130.64

Falso plafón reticular a altura menor de 4 m. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta, equipo y todo lo necesario para su correcta ejecución.				Unidad
				m2
Material / Mano de obra / Equipo	Cantidad	Unidad	Costo	Importe
Panel autoportante de lana de vidrio 24x24"	2.5600	m2	\$91.46	\$234.14
Perfil primario en T de 24x38x3600 mm	0.4500	ml	\$42.07	\$18.93
Perfil secundario en T de 24x38x610 mm	2.1500	ml	\$21.92	\$47.13
Perfil angular en L de 24x24x3000 mm	0.4000	ml	\$24.08	\$9.63
Varilla metálica de acero galvanizado 6 mm	2.0000	pza	\$18.83	\$37.66
Accesorios para instalación de falso plafón	0.2000	pza	\$24.32	\$4.86
Cuad. Plafón : 1 montador plafón y 1 ayud.	0.2500	jor	\$847.51	\$211.88
			Total	\$564.23

Agrupando los costos de las actividades para cada una de las etapas de cada sistema constructivos, se definen los costos globales de ambas alternativas. Además de las actividades mencionadas se incluyen otras actividades, tales como: trazo y nivelación, descabezado de pilas, retiro de material de excavación, afines y nivelación, rellenos de material, elevación de material de construcción, entre otros; estas actividades generan un costo relativamente menor pero que son considerados dentro de los costos directos totales.

Por otro lado, también es necesario definir el costo de los acabados estéticos y el costo de las instalaciones, las cuales se definieron por costo paramétrico considerando que el edificio es de 5 niveles, plurifamiliar y que los apartamentos constan de un área promedio de 85 m². De tal manera que los costos generales se establecen como se muestran en las tablas 22 y 23.

Tabla 22. Costo etapa constructiva de concreto reforzado.

Concreto reforzado	
Etapla constructiva	Costo
Cimentación	\$3,056,959.05
Muros, Dalas y Columnas	\$3,496,335.33
Escaleras	\$132,805.85
Vigas y Losas	\$4,711,435.50
Albañilerías	\$682,371.68
Acabados obra gris	\$2,498,485.28
Acabados estéticos	\$2,535,372.64
Instalaciones	\$4,014,340.02
Total	\$21,128,105.35

Tabla 23. Costo etapa constructiva de acero estructural.

Acero estructural	
Etapla constructiva	Costo
Cimentación	\$3,121,337.93
Estructura de acero	\$13,164,403.58
Muros, Dalas y Castillos	\$2,665,202.06
Escaleras	\$132,805.85
Vigas y Losas	\$45,610.61
Albañilerías	\$682,371.68
Acabados obra gris	\$3,456,769.82
Acabados estéticos	\$2,535,372.64
Instalaciones	\$4,014,340.02
Total	\$29,818,214.19

Además, otros de los costos a considerar se encuentran: el valor del terreno donde se va a construir el edificio, los gastos preliminares de trámites y licencias de construcción, que en conjunto se estiman un total de 8 millones de pesos, y no varía para las alternativas.

Considerando estos costos, se da por hecho que el sistema constructivo de concreto reforzado es menos costoso que el de acero estructural, sin embargo, se debe considerar otras variables para tener un estudio más completo, ya que los costos presentados solo presentan los costos directos y no se considera el tiempo de ejecución de las actividades, por lo que en este caso el acero estructural tienen una ventaja si consideramos los efectos que redundan en el valor del dinero a través del tiempo.

Es por ello por lo que además se realiza una evaluación económica de los proyectos a mayor profundidad, en la cual se evidencie que la construcción con concreto reforzado resulte la más factible en términos económicos, o bien, si la ejecución de la obra en acero estructural resulta aún mejor, considerando en ambos el efecto que tiene el dinero a lo largo del tiempo.

3.5.6. Evaluación económica (comparación de sistemas constructivos).

Cada proyecto tiene un costo total compuesto por los costos de construcción y de financiamiento. Los primeros fueron determinados en el apartado anterior (3.5.5) donde se definió el costo del terreno, tramites y licencias, y toda la etapa constructiva de cada alternativa. Considerando los costos mencionados, construir en acero resulta ser más costoso que en concreto, es por ello que en este apartado se tomó el valor del dinero a través del tiempo, y así, definir en términos financieros cual sistema resulta favorable.

3.5.6.1. Crédito financiero.

El dinero pierde valor adquisitivo a través del tiempo, tal es el motivo por el cual al solicitar un crédito se debe pagar una cuota o renta por tenerlo. Además, utilizar esos bienes ajenos necesariamente implica cobrar un pago por ello, de manera que el propietario obtenga una ganancia por prestar ese bien. De tal manera que se paga una tasa de intereses a un periodo de tiempo acordado respectivo al monto total solicitado.

Para definir el pago del capital y los intereses que lo integran, se acude al concepto de anualidad, el cual representa una serie uniforme de flujos de efectivo, en donde esta serie representa el flujo neto al final de un periodo compuesto por uno o más periodos.

El cálculo correspondiente al pago de la anualidad se determina como se expone en la ecuación 16.

$$A = \frac{VP}{\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}} \quad (16)$$

Donde:

A = anualidad, en este caso periodo mensual

VP = valor presente del crédito

i = tasa de interés mensual

n = número de periodos

Asignando características financieras al crédito se estima lo siguiente:

Concreto reforzado		Acero estructural	
Crédito	\$21,128,105.35	Crédito	\$29,818,214.19
Interés anual	15%	Interés anual	15%
Interés mensual	1.1715%	Interés mensual	1.1715%
Periodo (meses)	24	Periodo (meses)	24
Pago mensual	\$1,014,999.27	Pago mensual	\$1,432,474.19

A continuación, en las tablas 24 y 25 se desglosa el pago mensual de la deuda del crédito de cada alternativa, representando el pago fijo, los interés correspondientes y el pago a capital que se estiman para cada mensualidad.

Tabla 24. Pago de la deuda – Concreto reforzado.

Pago de la deuda - Concreto reforzado				
Mes	Interés	Pago fijo	Pago a capital	Deuda después de pago
0	-	-	-	\$21,128,105.35
1	\$247,514.00	\$1,014,999.27	\$767,485.27	\$20,360,620.08
2	\$238,522.97	\$1,014,999.27	\$776,476.29	\$19,584,143.79
3	\$229,426.62	\$1,014,999.27	\$785,572.65	\$18,798,571.14
4	\$220,223.70	\$1,014,999.27	\$794,775.57	\$18,003,795.57
5	\$210,912.97	\$1,014,999.27	\$804,086.30	\$17,199,709.27
6	\$201,493.17	\$1,014,999.27	\$813,506.10	\$16,386,203.17
7	\$191,963.01	\$1,014,999.27	\$823,036.26	\$15,563,166.91
8	\$182,321.21	\$1,014,999.27	\$832,678.06	\$14,730,488.85
9	\$172,566.45	\$1,014,999.27	\$842,432.81	\$13,888,056.04
10	\$162,697.42	\$1,014,999.27	\$852,301.84	\$13,035,754.20
11	\$152,712.78	\$1,014,999.27	\$862,286.49	\$12,173,467.71
12	\$142,611.16	\$1,014,999.27	\$872,388.10	\$11,301,079.60
13	\$132,391.21	\$1,014,999.27	\$882,608.06	\$10,418,471.55
14	\$122,051.53	\$1,014,999.27	\$892,947.74	\$9,525,523.81
15	\$111,590.72	\$1,014,999.27	\$903,408.55	\$8,622,115.26
16	\$101,007.36	\$1,014,999.27	\$913,991.90	\$7,708,123.36
17	\$90,300.02	\$1,014,999.27	\$924,699.24	\$6,783,424.12
18	\$79,467.25	\$1,014,999.27	\$935,532.02	\$5,847,892.10
19	\$68,507.57	\$1,014,999.27	\$946,491.70	\$4,901,400.41
20	\$57,419.50	\$1,014,999.27	\$957,579.77	\$3,943,820.64
21	\$46,201.53	\$1,014,999.27	\$968,797.74	\$2,975,022.90
22	\$34,852.15	\$1,014,999.27	\$980,147.12	\$1,994,875.78
23	\$23,369.80	\$1,014,999.27	\$991,629.46	\$1,003,246.32
24	\$11,752.95	\$1,014,999.27	\$1,003,246.32	\$0.00

Tabla 25. Pago de la deuda - Acero estructural.

Pago de la deuda - Acero estructural				
Mes	Interés	Pago fijo	Pago a capital	Deuda después de pago
0	-	-	-	\$29,818,214.19
1	\$349,317.90	\$1,432,474.19	\$1,083,156.28	\$28,735,057.90
2	\$336,628.82	\$1,432,474.19	\$1,095,845.37	\$27,639,212.53
3	\$323,791.08	\$1,432,474.19	\$1,108,683.11	\$26,530,529.42
4	\$310,802.95	\$1,432,474.19	\$1,121,671.24	\$25,408,858.18
5	\$297,662.66	\$1,432,474.19	\$1,134,811.52	\$24,274,046.66
6	\$284,368.44	\$1,432,474.19	\$1,148,105.75	\$23,125,940.91
7	\$270,918.48	\$1,432,474.19	\$1,161,555.71	\$21,964,385.20
8	\$257,310.95	\$1,432,474.19	\$1,175,163.24	\$20,789,221.96
9	\$243,544.01	\$1,432,474.19	\$1,188,930.18	\$19,600,291.79
10	\$229,615.79	\$1,432,474.19	\$1,202,858.40	\$18,397,433.39
11	\$215,524.40	\$1,432,474.19	\$1,216,949.78	\$17,180,483.61
12	\$201,267.94	\$1,432,474.19	\$1,231,206.25	\$15,949,277.36
13	\$186,844.46	\$1,432,474.19	\$1,245,629.73	\$14,703,647.63
14	\$172,252.01	\$1,432,474.19	\$1,260,222.18	\$13,443,425.45
15	\$157,488.61	\$1,432,474.19	\$1,274,985.57	\$12,168,439.88
16	\$142,552.26	\$1,432,474.19	\$1,289,921.92	\$10,878,517.95
17	\$127,440.93	\$1,432,474.19	\$1,305,033.25	\$9,573,484.70
18	\$112,152.58	\$1,432,474.19	\$1,320,321.61	\$8,253,163.09
19	\$96,685.12	\$1,432,474.19	\$1,335,789.07	\$6,917,374.02
20	\$81,036.46	\$1,432,474.19	\$1,351,437.72	\$5,565,936.30
21	\$65,204.48	\$1,432,474.19	\$1,367,269.71	\$4,198,666.59
22	\$49,187.03	\$1,432,474.19	\$1,383,287.16	\$2,815,379.44
23	\$32,981.94	\$1,432,474.19	\$1,399,492.25	\$1,415,887.19
24	\$16,587.00	\$1,432,474.19	\$1,415,887.19	\$0.00

3.5.6.2. Precio de edificación y programa de ventas.

Es necesario definir el costo que requiere cada espacio habitacional para su adquisición, ese costo tiene que ser lo suficientemente redituable para que no haya perdidas por producción. Por lo tanto, se definen los siguientes costos de edificación:

Inmueble	Preventa	Venta
Local comercial	\$ 594,000.00	\$ 660,000.00
Departamento	\$ 1,650,000.00	\$ 1,485,000.00

Se estiman programas de ventas distintos para cada alternativa, estos varían su periodo de preventa puesto que la una alternativa termina de construirse primero que la otra (acero) por lo tanto los ingresos tendrían una pequeña variación por los tres meses de diferencia. Los programas de venta se estiman en un periodo de 24 meses, por lo cual se estiman los ingresos correspondientes a las ventas durante ese periodo de tiempo. Las tablas 26 y 27 muestran los programas considerados para cada alternativa.

Tabla 26. Programa de venta - Concreto reforzado.

	Preventa								Venta															
Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Departamentos	1	2		2	1		3	2	3	1	2	2	2	2	1	2	1	2		2	1		3	2
Locales com.			2		1	1		1		1		2		1	2									

Tabla 27. Programa de venta - Acero estructural.

	Preventa								Venta															
Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Departamentos		2	1	2	2	2	2	3	1	2	2	1	3	2	2	1	1	1		1	2	1	2	
Locales com.		1	2		1	1				1		2	2			1								

Se puede observar que la ventaja de ventas se inclina sobre la alternativa de acero, debido a que el tiempo de ejecución es menor en este sistema constructivo, por lo cual, este sistema tiene la delantera sobre las ventas, y también que la reducción del descuento preventa aplique en menor tiempo.

3.5.6.3. Estado de resultados proyectado.

El estado de resultados proyectado también conocido como proforma, es aquel en el que se anotan los resultados económicos que se consideran pueden suceder si se toma como base una serie de pronósticos sobre la ejecución de actividades. Proforma sirve para evaluar las alternativas de acción, el comportamiento del financiamiento y otros aspectos económicos.

Los hechos futuros a proyectar en los proforma desde el punto de vista económico consideran las siguientes variables:

Inversión inicial. Aportación que se tiene previamente y que no tiene cargos financieros.

Ingresos de venta. Aquellos ingresos por concepto de venta de locales comerciales o departamentos habitacionales.

Costos de venta. Los gastos que conlleva hacer publicidad, salario de personal de ventas y otros que hagan efectiva la venta de los locales comerciales y departamentos.

Costos financieros. Costo total de intereses respecto al periodo del crédito y deuda actual.

Utilidad bruta. Utilidad que se tiene producción, es decir, los ingresos de venta, restando los costos de venta y costos financieros.

Pago a principal. Pago que se realiza al crédito total, es la resta que resulta del pago fijo de la deuda sobre los intereses.

Inflación. Incremento sostenido del nivel general de los precios en una economía.

Flujo neto de efectivo (FNE). El flujo de efectivo que resulta de la utilidad bruta al descontarle el pago a principal (pago a capital), está alterado por la inflación.

Flujo neto de efectivo acumulado. Suma acumulada de los flujos netos de efectivo respecto al periodo inicial.

En las tablas 28 y 29 se muestran los estados de resultados proyectados (proforma) para cada alternativa financiera, incluyendo los conceptos mencionados. Con la información que nos presentan las tablas 28 y 29 se podrán definir aspectos económicos, estos aspectos nos permitirán evaluar la rentabilidad de los proyectos.

Tabla 28. Proforma - Concreto reforzado.

Flujo	Concepto	Previo	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
-	Inversión inicial	\$8,000,000.00						
+	Ingresos de venta	-	\$1,485,000.00	\$2,970,000.00	\$1,188,000.00	\$2,970,000.00	\$2,079,000.00	\$660,000.00
-	Costos de venta	-	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00
-	Costos financieros	-	\$247,514.00	\$238,522.97	\$229,426.62	\$220,223.70	\$210,912.97	\$201,493.17
=	Utilidad bruta	-	\$1,227,486.00	\$2,721,477.03	\$948,573.38	\$2,739,776.30	\$1,858,087.03	\$448,506.83
-	Pago principal	-	\$767,485.27	\$776,476.29	\$785,572.65	\$794,775.57	\$804,086.30	\$813,506.10
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	-\$8,000,000.00	\$476,928.76	\$2,016,576.76	\$168,999.16	\$2,016,576.76	\$1,092,787.96	-\$378,431.24
=	Flujo neto acumulado	-\$8,000,000.00	-\$7,523,071.24	-\$5,506,494.48	-\$5,337,495.32	-\$3,320,918.56	-\$2,228,130.60	-\$2,606,561.84

Tabla 28. Proforma - Concreto reforzado (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10	Mes 11	Mes 12
-	Inversión inicial						
+	Ingresos de venta	\$4,950,000.00	\$4,620,000.00	\$4,950,000.00	\$2,310,000.00	\$3,300,000.00	\$4,620,000.00
-	Costos de venta	\$10,000.00	\$10,000.00	\$30,000.00	\$30,000.00	\$30,000.00	\$30,000.00
-	Costos financieros	\$191,963.01	\$182,321.21	\$172,566.45	\$162,697.42	\$152,712.78	\$142,611.16
=	Utilidad bruta	\$4,748,036.99	\$4,427,678.79	\$4,747,433.55	\$2,117,302.58	\$3,117,287.22	\$4,447,388.84
-	Pago principal	\$823,036.26	\$832,678.06	\$842,432.81	\$852,301.84	\$862,286.49	\$872,388.10
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	\$4,069,440.76	\$3,727,296.76	\$4,048,704.76	\$1,311,552.76	\$2,337,984.76	\$3,706,560.76
=	Flujo neto acumulado	\$1,462,878.92	\$5,190,175.68	\$9,238,880.44	\$10,550,433.20	\$12,888,417.97	\$16,594,978.73

Tabla 28. Proforma - Concreto reforzado (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 13	Mes 14	Mes 15	Mes 16	Mes 17	Mes 18
-	Inversión inicial						
+	Ingresos de venta	\$3,300,000.00	\$3,960,000.00	\$2,970,000.00	\$3,300,000.00	\$1,650,000.00	\$3,300,000.00
-	Costos de venta	\$20,000.00	\$20,000.00	\$20,000.00	\$20,000.00	\$5,000.00	\$5,000.00
-	Costos financieros	\$132,391.21	\$122,051.53	\$111,590.72	\$101,007.36	\$90,300.02	\$79,467.25
=	Utilidad bruta	\$3,147,608.79	\$3,817,948.47	\$2,838,409.28	\$3,178,992.64	\$1,554,699.98	\$3,215,532.75
-	Pago principal	\$872,388.10	\$892,947.74	\$903,408.55	\$913,991.90	\$924,699.24	\$935,532.02
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	\$2,358,948.81	\$3,032,640.76	\$2,006,208.76	\$2,348,352.76	\$653,184.76	\$2,363,904.76
=	Flujo neto acumulado	\$18,953,927.53	\$21,986,568.30	\$23,992,777.06	\$26,341,129.82	\$26,994,314.58	\$29,358,219.34

Tabla 28. Proforma - Concreto reforzado (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 19	Mes 20	Mes 21	Mes 22	Mes 23	Mes 24
-	Inversión inicial						
+	Ingresos de venta	\$0.00	\$3,300,000.00	\$1,650,000.00	\$0.00	\$4,950,000.00	\$3,300,000.00
-	Costos de venta	\$5,000.00	\$5,000.00	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$0.00
-	Costos financieros	\$68,507.57	\$57,419.50	\$46,201.53	\$34,852.15	\$23,369.80	\$11,752.95
=	Utilidad bruta	-\$73,507.57	\$3,237,580.50	\$1,603,798.47	-\$34,852.15	\$4,926,630.20	\$3,288,247.05
-	Pago principal	\$946,491.70	\$957,579.77	\$968,797.74	\$980,147.12	\$991,629.46	\$1,003,246.32
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	-\$1,057,535.24	\$2,363,904.76	\$658,368.76	-\$1,052,351.24	\$4,079,808.76	\$2,369,088.76
=	Flujo neto acumulado	\$28,300,684.10	\$30,664,588.86	\$31,322,957.62	\$30,270,606.38	\$34,350,415.14	\$36,719,503.90

Tabla 29. Proforma - Acero estructural.

Flujo	Concepto	Previo	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
-	Inversión inicial	\$8,000,000.00						
+	Ingresos		\$0.00	\$3,564,000.00	\$2,673,000.00	\$2,970,000.00	\$4,620,000.00	\$3,960,000.00
-	Costos de venta		\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$10,000.00	\$30,000.00
-	Costos financieros		\$349,317.90	\$336,628.82	\$323,791.08	\$310,802.95	\$297,662.66	\$284,368.44
=	Utilidad bruta		-\$359,317.90	\$3,217,371.18	\$2,339,208.92	\$2,649,197.05	\$4,312,337.34	\$3,645,631.56
-	Pago principal		\$1,083,156.28	\$1,095,845.37	\$1,108,683.11	\$1,121,671.24	\$1,134,811.52	\$1,148,105.75
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	-\$8,000,000.00	-\$1,495,557.24	\$2,199,597.96	\$1,275,809.16	\$1,583,738.76	\$3,294,458.76	\$2,589,434.76
=	Flujo neto acumulado	-\$8,000,000.00	-\$9,495,557.24	-\$7,295,959.27	-\$6,020,150.11	-\$4,436,411.35	-\$1,141,952.58	\$1,447,482.18

Tabla 29. Proforma – Acero estructural (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10	Mes 11	Mes 12
-	Inversión inicial						
+	Ingresos	\$3,300,000.00	\$4,950,000.00	\$1,650,000.00	\$3,960,000.00	\$3,300,000.00	\$2,970,000.00
-	Costos de venta	\$30,000.00	\$30,000.00	\$30,000.00	\$20,000.00	\$20,000.00	\$20,000.00
-	Costos financieros	\$270,918.48	\$257,310.95	\$243,544.01	\$229,615.79	\$215,524.40	\$201,267.94
=	Utilidad bruta	\$2,999,081.52	\$4,662,689.05	\$1,376,455.99	\$3,710,384.21	\$3,064,475.60	\$2,748,732.06
-	Pago principal	\$1,161,555.71	\$1,175,163.24	\$1,188,930.18	\$1,202,858.40	\$1,216,949.78	\$1,231,206.25
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	\$1,905,146.76	\$3,615,866.76	\$194,426.76	\$2,599,802.76	\$1,915,514.76	\$1,573,370.76
=	Flujo neto acumulado	\$3,352,628.94	\$6,968,495.70	\$7,162,922.47	\$9,762,725.23	\$11,678,239.99	\$13,251,610.76

Tabla 29. Proforma – Acero estructural (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 13	Mes 14	Mes 15	Mes 16	Mes 17	Mes 18
-	Inversión inicial						
+	Ingresos	\$6,270,000.00	\$3,300,000.00	\$3,300,000.00	\$2,310,000.00	\$1,650,000.00	\$1,650,000.00
-	Costos de venta	\$20,000.00	\$5,000.00	\$5,000.00	\$5,000.00	\$5,000.00	\$0.00
-	Costos financieros	\$186,844.46	\$172,252.01	\$157,488.61	\$142,552.26	\$127,440.93	\$112,152.58
=	Utilidad bruta	\$6,063,155.54	\$3,122,747.99	\$3,137,511.39	\$2,162,447.74	\$1,517,559.07	\$1,537,847.42
-	Pago principal	\$1,231,206.25	\$1,260,222.18	\$1,274,985.57	\$1,289,921.92	\$1,305,033.25	\$1,320,321.61
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	\$5,009,765.03	\$1,931,066.76	\$1,931,066.76	\$904,634.76	\$220,346.76	\$225,530.76
=	Flujo neto acumulado	\$18,261,375.78	\$20,192,442.55	\$22,123,509.31	\$23,028,144.07	\$23,248,490.83	\$23,474,021.60

Tabla 29. Proforma – Acero estructural (continuación).

Flujo	Concepto	Mes 19	Mes 20	Mes 21	Mes 22	Mes 23	Mes 24
-	Inversión inicial						
+	Ingresos	\$0.00	\$1,650,000.00	\$3,300,000.00	\$1,650,000.00	\$3,300,000.00	\$0.00
-	Costos de venta	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$0.00	\$0.00
-	Costos financieros	\$96,685.12	\$81,036.46	\$65,204.48	\$49,187.03	\$32,981.94	\$16,587.00
=	Utilidad bruta	-\$96,685.12	\$1,568,963.54	\$3,234,795.52	\$1,600,812.97	\$3,267,018.06	-\$16,587.00
-	Pago principal	\$1,335,789.07	\$1,351,437.72	\$1,367,269.71	\$1,383,287.16	\$1,399,492.25	\$1,415,887.19
=	Flujo neto de efectivo (FNE)	-\$1,485,189.24	\$225,530.76	\$1,936,250.76	\$225,530.76	\$1,936,250.76	-\$1,485,189.24
=	Flujo neto acumulado	\$21,988,832.36	\$22,214,363.12	\$24,150,613.89	\$24,376,144.65	\$26,312,395.41	\$24,827,206.18

3.5.6.4. Evaluación financiera de sistemas constructivos.

Una vez teniendo los flujos netos efectivos (FNA) y flujos netos acumulados, proporcionados por los proforma (tablas 28 y 29), se evaluaron los proyectos con la información proporcionada por los siguientes métodos:

- I. Sin considerar el valor del dinero a través del tiempo.
 - a. Periodo de recuperación (P.R.).
- II. Considerando el valor del dinero a través del tiempo.
 - a. Valor anual equivalente (VAE).
 - b. Valor presente neto (VPN).
 - c. Tasa interna de retorno (TIR).

3.5.6.4.1. Periodo de recuperación (P.R.)

Este método de evaluación de proyectos consiste en conocer el tiempo en el cual una inversión generara los flujos de efectivo necesarios para igualar el monto de la inversión inicial realizada.

El cálculo correspondiente para determinar el P.R. se describe en la ecuación 17.

$$P.R. = PART + \frac{CNRPP}{FEDP} \quad (17)$$

Donde:

P.R = Periodo de retorno.

PART = Periodo anterior a la recuperación total.

CNRPP = Costo no recuperado a principio de periodo.

FEDP = Flujo de efectivo durante el periodo.

Realizando el cálculo, se obtuvieron los siguientes P.R.

	Concreto reforzado	Acero estructural
P.R. (meses)	8.76	9.75

El P.R. de la alternativa en acero estructural resulta ligeramente próximo, esto puede resultar de esta manera debido a que el periodo de preventa en acero es menor.

3.5.6.4.2. Valor anual equivalente (VAE).

El método del valor anual equivalente (VAE) se utiliza para comparar diferentes alternativas de proyectos de inversión, esto se hace convirtiendo los ingresos y gastos de la alternativa en una anualidad equivalente (uniforme).

Para determinar el VAE se recurre a la ecuación 18.

$$VAE = \sum_{t=1}^n \left\{ \left[\frac{S}{(1+i)^t} \right] \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \right\} - VP \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \quad (18)$$

Donde:

VAR = Valor anual equivalente.

S = flujo efectivo neto.

i = tasa de interés.

n = número de periodos de vida del proyecto.

VP = Valor presente o inversión inicial.

t = periodo con valor inicial de 1 con incremento a n.

Haciendo uso de la ecuación 18, se obtuvieron los siguientes VAE:

	Concreto reforzado	Acero estructural
VAE	\$2,247,134.42	\$1,789,464.94

3.5.6.4.3. Valor presente neto (VPN).

Este método, uno de los más utilizados en la evaluación de proyectos, consiste en determinar el valor presente de todos los flujos de efectivo futuros que genera un proyecto de inversión y compara este valor con el monto de inversión inicial requerida por el proyecto. Por lo que es necesario que el VPN sea mayor que la inversión inicial.

La ecuación (19) utilizada para calcular el VPN de los flujos de efectivos fututos es la siguiente:

$$VPN = -S_o + \sum_{t=1}^n \left[\frac{S}{(1+i)^t} \right] \quad (19)$$

Donde:

VPN = Valor presente neto.

S_o = Inversión inicial.

S = flujo efectivo neto.

i = tasa de interés.

n = número de periodos de vida del proyecto.

t = periodo con valor inicial de 1 con incremento a n.

Efectuando los cálculos de la ecuación 19 se determinaron los siguientes montos:

	Concreto reforzado	Acero estructural
VPN	\$30,776,085.75	\$21,249,291.67

3.5.6.4.4. Tasa interna de retorno (TIR).

El método de tasa interna de retorno (TIR) es un índice de la rentabilidad que tiene un proyecto. Este índice está definido como la tasa de interés que reduce a cero el valor presente, el valor futuro o el valor anual equivalente de una serie de flujos de efectivo.

La TIR de un proyecto de inversión, es la tasa de interés (i') que satisface a cualquiera de las siguientes tres ecuaciones (20-22):

I. Ecuación de TIR a valor presente.

$$\sum_{t=0}^1 \left[\frac{S}{(1+i')^t} \right] = 0 \quad (20)$$

II. Ecuación de TIR a valor futuro.

$$\sum_{t=0}^1 \left[\frac{S}{(1+i')^{n-t}} \right] = 0 \quad (21)$$

III. Ecuación de TIR a valor anual equivalente.

$$\sum_{t=0}^1 \left[\frac{S_{AE}}{(1+i')^t} \right] = 0 \quad (22)$$

Donde:

S = flujo de efectivo en el periodo t.

S_{AE} = Flujo de efectivo anual equivalente en el periodo t.

n = número total de periodos.

i' = TIR.

t = periodo con valor inicial de 0 con incremento a n.

Al aplicar cualquiera de las ecuaciones (20-22) se obtuvo el índice TIR con los siguientes porcentajes:

	Concreto reforzado	Acero estructural
TIR	19.70%	17.96%

3.5.7. Análisis de sensibilidad.

Durante el transcurso de la construcción del proyecto pueden surgir modificaciones, ya sean a favor o en contra del tiempo de ejecución de las actividades de construcción. Estas modificaciones alterarían factores económicos y de tiempo, por lo que es necesario realizar un análisis de sensibilidad financiero considerando esas modificaciones a las cuales se sujeta un proyecto de construcción.

Un análisis de sensibilidad consiste en señalar los riesgos o beneficios que puede tener un proyecto de inversión en el caso de que sus variables cambien en el transcurso de su ejecución. Se consideró que las variables con mayor afectación al proyecto que debe incluir el análisis de sensibilidad son las siguientes:

Tasa de interés del crédito. Considerando que la tasa mínima del crédito es del 15% anual, se estimó que puede cambiar a los valores de 18, 20 y 22 por ciento.

Periodos de financiamiento. Los plazos del financiamiento según el crédito puede variar, para este caso se consideró un periodo de 24 meses, y se alteró a 18 y 30 meses, proponiendo que se aumenta o reduce el plazo a 6 meses.

Costos de construcción. Una de las variaciones más importantes ya que al momento de construir se tiene una cierta incertidumbre del costo final de la construcción, este puede aumentar por causa de factores como la inflación, aumento del costo de monedas de otras economías (en este caso el dólar) y otros, y en su caso, podrían disminuir, si alguno de los precios de los materiales disminuyera o si se obtiene un descuento por volumetría de las actividades. En este caso se considera un aumento o descenso del costo en un 10 y 20 por ciento.

Tiempo de ejecución del proyecto. Retrasar la obra en construcción ocasionaría que las ventas tengan una disminución, además de que se extendería el periodo de preventa (generando menos ingresos). Por lo tanto, se consideró que cada obra tiene un retraso o anticipación de tiempo de un mes.

Se realizó el análisis de sensibilidad y se obtuvieron los resultados presentados en las tablas 30-33.

Tabla 30. Análisis de sensibilidad variando la tasa de interés del crédito.

Crédito		Concreto reforzado	Acero estructural
15%	P.R.	8.76	9.75
	VAE	\$ 2,247,134.42	\$ 1,789,464.94
	VPN	\$ 30,776,085.75	\$ 21,249,291.67
	TIR	19.70%	17.96%
18%	P.R.	8.80	9.80
	VAE	\$ 2,229,561.59	\$ 1,767,544.75
	VPN	\$ 29,240,905.98	\$ 19,865,941.66
	TIR	19.42%	17.54%
20%	P.R.	8.83	9.83
	VAE	\$ 2,217,884.52	\$ 1,752,898.32
	VPN	\$ 28,265,863.82	\$ 18,985,391.63
	TIR	19.23%	17.25%
22%	P.R.	8.86	9.86
	VAE	\$2,206,239.69	\$1,738,230.92
	VPN	\$27,327,054.62	\$18,136,103.33
	TIR	19.04%	16.97%

Tabla 31. Análisis de sensibilidad variando el periodo de financiamiento.

Periodos de financiamiento		Concreto reforzado	Acero estructural
18 meses	P.R.	10.79	11.99
	VAE	\$2,897,634.67	\$2,307,611.84
	VPN	\$30,779,571.20	\$21,254,210.69
	TIR	17.04%	14.18%
24 meses	P.R.	8.76	9.75
	VAE	\$ 2,247,134.42	\$ 1,789,464.94
	VPN	\$ 30,776,085.75	\$ 21,249,291.67
	TIR	19.70%	17.96%
30 meses	P.R.	8.57	7.80
	VAE	\$2,008,754.27	\$1,692,203.55
	VPN	\$34,565,135.19	\$26,596,798.50
	TIR	21.59%	20.72%

Tabla 32. Análisis de sensibilidad variando el costo de construcción.

Costo de construcción		Concreto reforzado	Acero estructural
80%	P.R.	8.54	7.75
	VAE	\$2,457,517.16	\$2,086,379.29
	VPN	\$35,155,388.23	\$27,429,825.94
	TIR	21.88%	21.14%
90%	P.R.	8.64	7.96
	VAE	\$2,352,325.79	\$1,937,922.11
	VPN	\$32,965,736.99	\$24,339,558.80
	TIR	20.79%	19.57%
100%	P.R.	8.76	9.75
	VAE	\$ 2,247,134.42	\$ 1,789,464.94
	VPN	\$ 30,776,085.75	\$ 21,249,291.67
	TIR	19.70%	17.96%
110%	P.R.	8.93	9.95
	VAE	\$2,141,943.05	\$1,641,007.76
	VPN	\$28,586,434.52	\$18,159,024.54
	TIR	18.60%	16.30%
120%	P.R.	9.94	10.94
	VAE	\$2,036,751.67	\$1,492,550.58
	VPN	\$26,396,783.28	\$15,068,757.40
	TIR	17.50%	14.56%

Tabla 33. Análisis de sensibilidad variando el tiempo de ejecución.

Tiempo de ejecución		Concreto reforzado	Acero estructural
1 mes anticipado	P.R.	8.72	9.72
	VAE	\$2,259,043.34	\$1,804,971.78
	VPN	\$31,023,980.52	\$21,572,080.25
	TIR	19.82%	18.26%
Programado	P.R.	8.76	9.75
	VAE	\$ 2,247,134.42	\$ 1,789,464.94
	VPN	\$ 30,776,085.75	\$ 21,249,291.67
	TIR	19.70%	17.96%
1 mes de retraso	P.R.	8.97	9.80
	VAE	\$2,199,142.77	\$1,771,072.20
	VPN	\$29,777,097.29	\$20,866,430.56
	TIR	19.13%	17.65%

Se puede observar que, aun aplicando todas las variaciones previamente mencionadas, los métodos de evaluación de proyectos (P.R., VAE, VPN, TIR) resultan favorables en todos los casos, con excepción al escenario de la alternativa de acero estructural, donde la TIR resulta menor del 15% si el periodo de financiamiento fuera a 18 meses o el costo de construcción aumentara un 20%, aun cuando el VAE y el VPN resultan positivos, la rentabilidad está por debajo de la tasa del crédito de inversión. Por otro lado, estos escenarios también resultaron ser los menos favorables para la alternativa de concreto reforzado, a diferencia, este si resulta rentable. En contraste, se determinó que el escenario más benéfico para ambas alternativas en términos económicos es aquel en el que los costos de construcción se reducen en un 20 por ciento de los costos de construcción.

Para apreciar de una manera más legible los escenarios más favorables y desfavorables se graficaron los VAE, VPN y TIR variando los periodos de financiamiento y los costos de construcción (figuras 93-98).

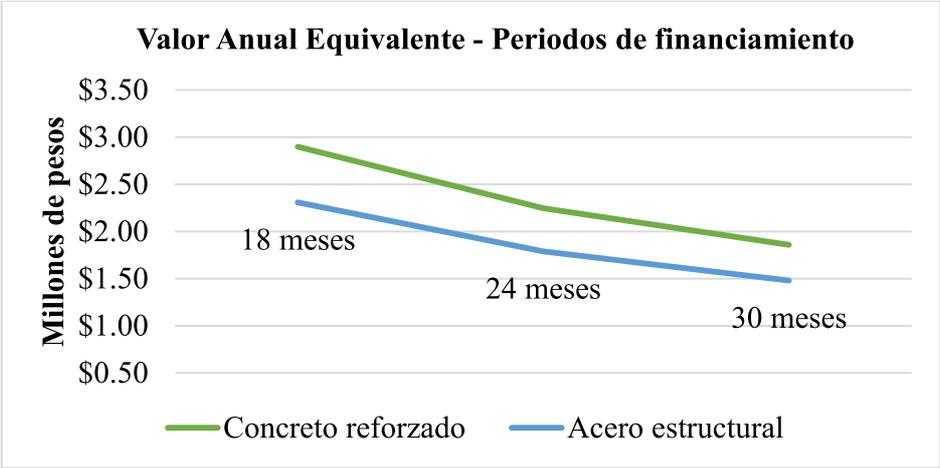


Figura 93. Análisis de sensibilidad - VAE - Periodos de financiamiento.

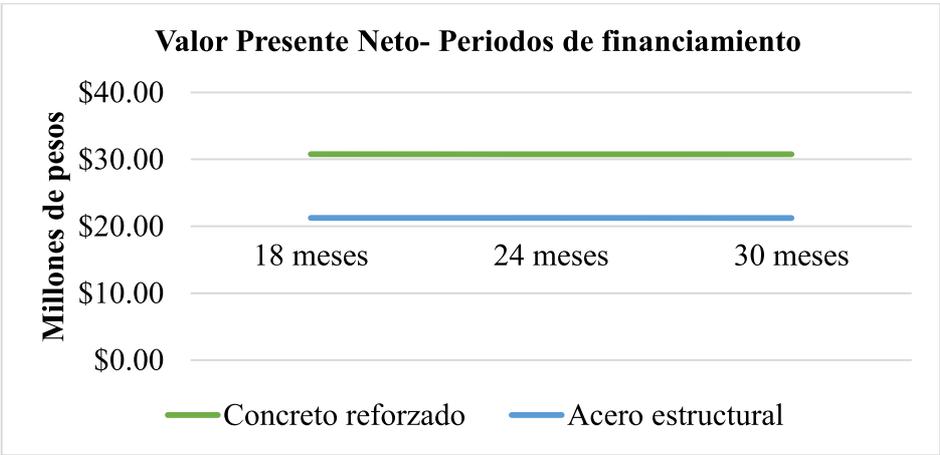


Figura 94. Análisis de sensibilidad - VPN - Periodos de financiamiento.

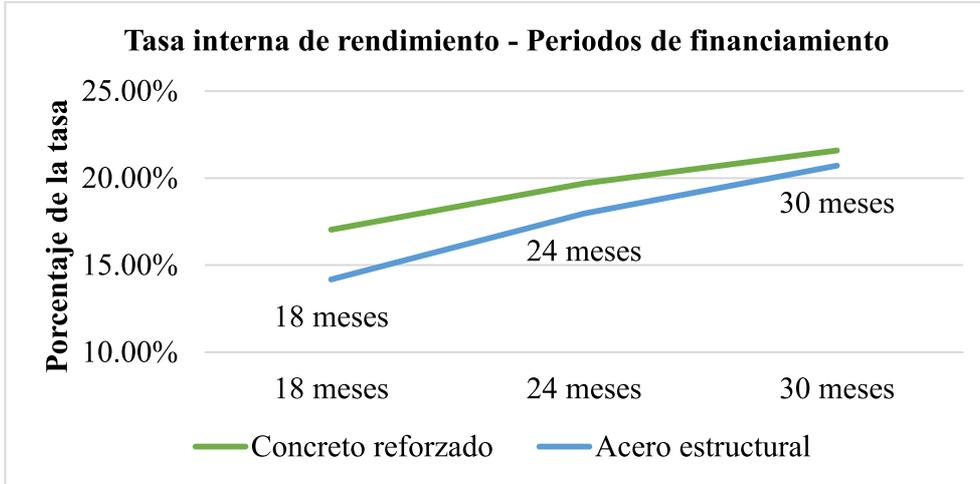


Figura 95. Análisis de sensibilidad - TIR - Periodos de financiamiento.

Condicionado a los periodos de financiamiento, se puede observar en la figura 93 y 94 que la alternativa de concreto resulta ser mejor en términos de VAE y VPN, en la figura 93 se observa un descenso marcado del VAE, se debe a que el pago a capital es menor mientras que los intereses resultan ser mayores entre más plazos de pago del financiamiento se consideren. A diferencia, en la figura 94 el VPN se mantiene uniforme, donde se descarta la variación de la anualidad y lo que realmente importa es el valor de los flujos estimados en el presente. Por otro lado, en la figura 95 se observa que tiene mayor rentabilidad realizar el proyecto en concreto reforzado sin importar los periodos de financiamiento, y se observa que el acero estructural tiende a acercarse a la rentabilidad que tiene el concreto reforzado, debido a su próxima recuperación de inversión.

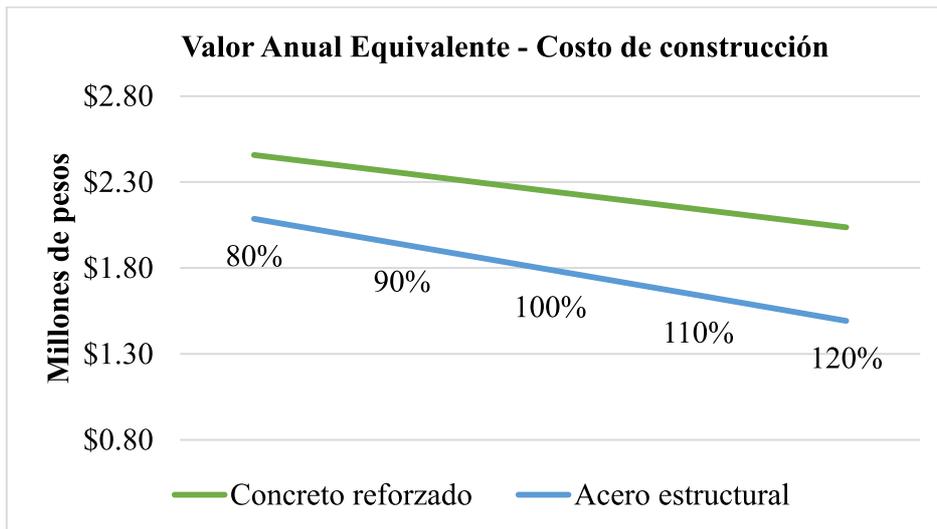


Figura 96. Análisis de sensibilidad - VAE - Costos de construcción.

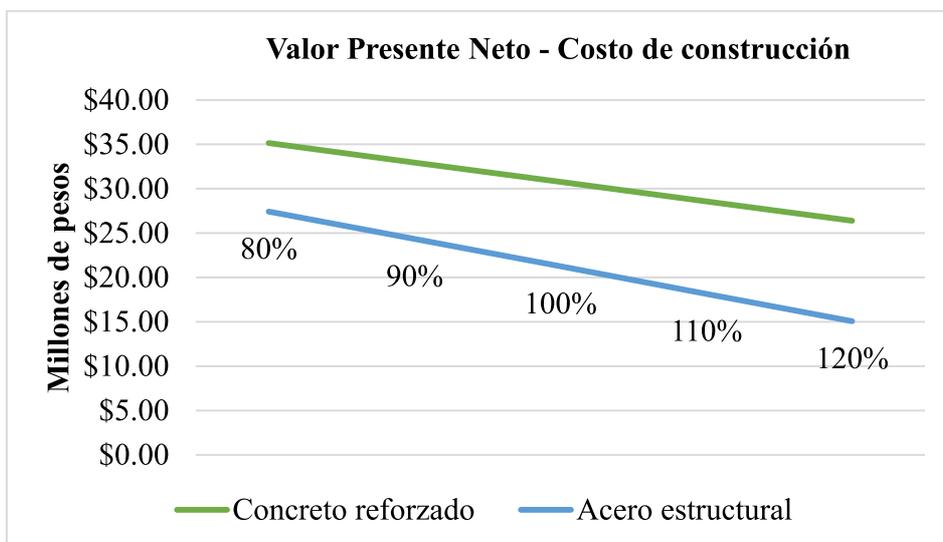


Figura 97. Análisis de sensibilidad - VPN - Costos de construcción.

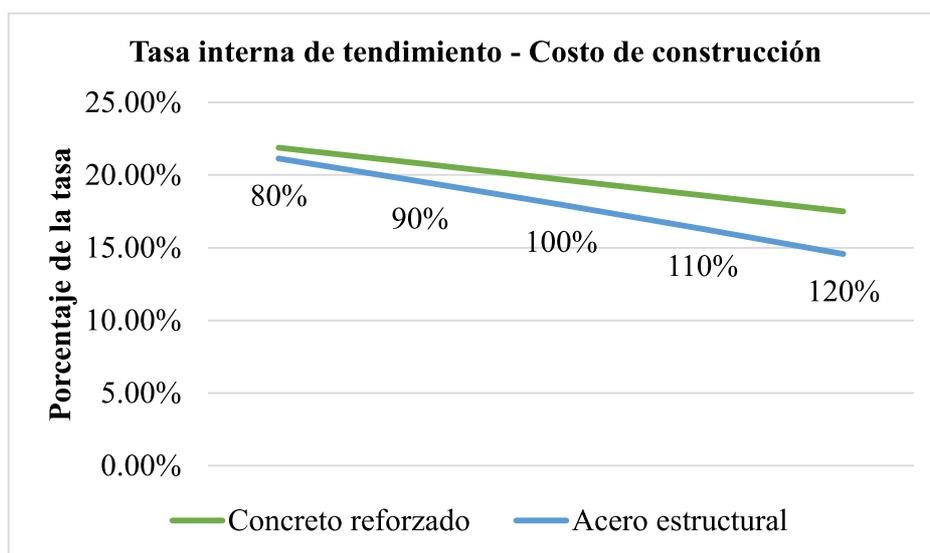


Figura 98. Análisis de sensibilidad - TIR - Costos de construcción.

La sensibilidad respectiva a los costos de construcción muestra que el VAE y VPN están condicionados directamente de la reducción o incremento de los costos de construcción (figuras 96 y 97) y, por lo tanto, entre menos costo mayor valuación de los proyectos. En ambos casos el VAE y el VPN resultan considerablemente mayor en la alternativa de concreto reforzado. En tanto al índice de la TIR, se tiene que si los costos se redujeran en un 80 o 90 por ciento los porcentajes de rentabilidad aumentan considerablemente para ambos sistemas constructivos (figura 98).

4. Estrategias de implementación.

4.1. Plan de acción.

Con el fin de implementar los beneficios que presenta un análisis económico de las alternativas que se postularon para la construcción de un edificio, se pretende exponer la metodología y los resultados que presentó cada sistema constructivo.

Presentar los estados proyectados de cada alternativa al constructor, ingeniero, estructurista u otros afines, permitirá demostrar la influencia de los flujos de efectivo a través del tiempo y por consecuencia la rentabilidad que resulta de la evaluación de proyectos de construcción.

4.2. Estrategias usadas para presentar y persuadir a los involucrados en el proyecto.

Para persuadir sobre que aporta realizar una evaluación económica se pretende dar a conocer los beneficios que nos estima este estudio, esta presentación indicara los sistemas constructivos que se utilizaron para la ejecución proyectada de la construcción, la influencia de la tasa de intereses y el periodo del crédito de inversión y, la influencia del costo y del tiempo de construcción. Se pretende presentar este análisis en organismos, empresas o instituciones con relación a la construcción, tales como: colegio de ingenieros civiles, empresas constructoras, corporativos constructores, entre otros.

Además, se pretende fomentar la tendencia a realizar estos estudios y en secuencia establecer cual sistema constructivo resulta económicamente favorable para cada edificio en particular, y con esto crear un especie de tabulador paramétrico con los edificios que presenten similitudes de diseño (geometría, ubicación, uso, etc.).

5. Administración del proyecto.

5.1. Cronograma de actividades.

A continuación, se desglosa el cronograma de actividades correspondiente al plan de acción, con el cual se logrará difundir los resultados del presente documento:

Actividades	2020			
	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Presentación de Proyecto de Intervención ante el comité evaluador del programa de Maestría en Ingeniería de la Construcción.				
Difusión del Proyecto de Intervención dentro de la Universidad Autónoma de Sinaloa.				
Presentación de Proyecto de Intervención ante Colegio de Ingenieros civiles locales.				
Presentación de Proyecto de Intervención ante el sector empresarial.				
Iniciar a establecer tabuladores/guías de costo construcción con relación a los sistemas constructivos utilizados y el uso de la edificación.				

5.2. Recursos.

Se desglosa de la siguiente manera el presupuesto total del plan de acción que requiere el presente proyecto de intervención:

Actividades	Personal	Medios materiales	Presupuesto
Presentación de Proyecto de intervención ante el comité evaluador del programa de Maestría en Ingeniería de la Construcción.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Director de tesis. 2. Comité evaluador. 3. Director de la Facultad de Ingeniería (UAS). 4. Representante de Rectoría (UAS). 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Documento del Proyecto de Intervención (Tesis). 	\$500.00
Difusión del Proyecto de Intervención dentro de la Universidad Autónoma de Sinaloa.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Rectoría de la Universidad Autónoma de Sinaloa. 2. Departamento de difusión de la Universidad Autónoma de Sinaloa 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Gaceta informativa de la UAS: Radiodifusora, Periódico, Entrevistas, otros medios. 	\$1,000.00
Presentación de Proyecto de Intervención ante Colegio de Ingenieros Civiles locales.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Presidentes de los Colegios de Ingenieros locales. 2. Ingenieros civiles afiliados. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Presentación de resultados. 2. Documento digitalizado de la Tesis. 3. Documento impreso con resultados y beneficios. 	\$5,000.00
Presentación de Proyecto de Intervención ante el sector empresarial.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Empresas dedicadas a la construcción. 2. Ingenieros constructores. 3. Empresas inmobiliarias. 4. Dependencias de gobierno. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Demostración de la aplicabilidad del estudio en la industria de la construcción. 	\$10,000.00
Iniciar a establecer tabuladores/guías de costo construcción con relación a los sistemas constructivos utilizados y el uso de la edificación.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ingenieros civiles constructores. 2. Empresas constructoras. 3. Empresas inmobiliarias. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Recopilación de información de los costos de las edificaciones según su sistema constructivo utilizado. 	\$20,000.00
		Total	\$36,500.00

6. Conclusiones y recomendaciones.

6.1. Conclusiones

Una vez aplicada la metodología y por consecuencia se hayan obtenido resultados, llegue a la conclusión de:

- Actualmente el programa computacional ETABS, es una herramienta de trabajo muy completa, tanto que le concede al usuario una facilidad y sencillez de elaborar un modelo estructural de manera eficiente y productiva. Además, proporciona resultados de análisis y diseño en un periodo de tiempo relativamente muy corto si se compara con el tiempo que tardaría en elaborar estos resultados de manera manual.
- Para ambas alternativas de diseño estructural se siguió el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán (local), del cual se desglosan otros códigos, reglamentos o manuales que son permitidos utilizarse para realizar el diseño estructural. En el presente estudio se utilizó para el diseño en concreto reforzado el RCDF (2017) y las Normas Técnicas Complementarias que lo integran y, para el diseño en acero estructural se siguieron las Especificaciones para Construcciones en Acero del AISC (2016). Para ambos casos se determinó que las estructuras tienen un comportamiento aceptable para la seguridad de quienes lo habitaran durante su vida útil. Se comparó estructuralmente y en general se concluye que la alternativa de concreto reforzado es ligeramente mejor, pues presenta distorsiones con un porcentaje menor del 30.68% sobre la distorsión máxima permisible mientras que el acero estructural un 34.57%.
- Desde la perspectiva arquitectónica, la alternativa de acero estructural presenta perfiles con dimensiones más grandes que las del concreto reforzado en los niveles habitacionales afectando tenuemente el área efectiva del usuario, y el falso plafón también hace que el peralte total de la losa sea mayor, por lo que en este aspecto resulta en desventaja el sistema constructivo de acero.
- En materia de construcción cada sistema constructivo presenta una marcada diferencia, el concreto reforzado requiere un costo menor para llevar a cabo la ejecución de su total edificación (29.14%) , mientras que el acero estructural permite ejecutar la edificación en menor tiempo, ya que construir en concreto llevaría 26 semanas y en acero solo 16; aun cuando la recuperación en acero inicia 10 semanas antes que en la alternativa de concreto no resulto conveniente esta alternativa. Por otro lado, se tienen los factores financieros, para este estudio aplicaron la tasa de intereses del crédito y el periodo de pago de ese crédito. Estos cuatro factores (constructivos y financieros) tienen gran influencia al momento de determinar qué sistema constructivo tiene mayor valuación y rentabilidad, esa influencia es presentada en el apartado 3.5.6 de esta investigación, y nos muestra que aunque las dos alternativas son viables, lo más rentable es construir en concreto reforzado, ya que expuesto a un análisis de sensibilidad de los factores constructivos y financieros presenta en todos sus casos una mayor valuación.

6.2. Recomendaciones.

Ofrezco por mi experiencia en mi estancia de intervención las siguientes recomendaciones:

- Aplicar este tipo de comparaciones a otros sistemas constructivos, no solo crear nuevas obras civiles con los comunes, de manera que se pueda observar si son más favorables que los más utilizados en la región y describir sus ventajas y desventajas constructivas y financieras.
- Un proyecto de construcción tiene características particulares como: diseño arquitectónico, uso del edificio, ubicación geográfica, geometría, grupo social al que va dirigido, entre otros. Estas características influyen en el diseño estructural y por lo tanto son un determinante del costo directo total de cada obra civil. También el financiamiento es particular de cada proyecto, por lo que realizar este tipo de estudios a proyectos de construcción similares nos podrá permitir conocer una valuación más acertada según el tipo de sistema constructivo y su financiamiento.
- Si se promueve realizar este tipo de estudios se puede llegar a la tendencia de crear tabuladores de valuación de proyectos de distintos tipos siempre y cuando las características de los proyectos a agrupar sean bastante similares.
- Considerar en futuras investigaciones otros factores que puedan influir en la decisión del sistema constructivo a utilizar tales como: costos de mantenimiento, operación y rehabilitación, desempeño de la estructura y, en su caso, el reciclaje de materiales al final de la vida útil de la estructura.

Referencias documentales

1. ABBAS, Aminmansour. A New Approach for Design of Steel Beam-Columns. 2000.
2. ACI. Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute. 2014.
3. AISC. Especificaciones para Construcciones en Acero del American Institute of Steel Construction. 2016.
4. CFE. Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo. 2008.
5. CORREA, María; MACHADO, Luis. Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano. 2012.
6. CUEVAS, Rodríguez; ALONSO, Diego. Análisis sismorresistente mediante el método modal espectral de un edificio habitacional ubicado en la comuna de tomé. 2016. Tesis Doctoral. Universidad Católica de la Santísima Concepción.
7. GÓMEZ, A. Presentación de un modelo matemático para el cálculo del periodo fundamental de vibración en suelos estratificados con capacidad de predecir efectos de amplificación o atenuación dinámica. En XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. 2000.
8. JULIÁN, Carrillo; WILLIAM, Aperador; FABIÁN, Echeverri. Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social. Ingeniería, investigación y tecnología, 2015, vol. 16, no 4, p. 479-490.
9. LEMA TOAPANTA, Edith Pamela. Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos modelamiento en el ETABS. 2013.
10. LOZOYA, Héctor E. Rodríguez, et al. Comparación de espectros de sitio específico obtenidos a partir de sismos reales y mediante la aplicación de la normativa MOC-CFE2008 para la ciudad de Colima, México. International Journal of Natural Disasters, Accidents and Civil Infrastructure, 2015, vol. 15, no 1.
11. MARTÍNEZ, Carphio; GABRIEL, Esteban; ESTRADA AGUAYO, Pablo Armando. Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado. caso de estudio: proyecto inmobiliario " Ukumary". 2017. Tesis de Licenciatura. PUCE.
12. MULLO PILAMUNGA, Clara Luz. Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos, modelamiento en Etabs. 2014.
13. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. 2017.
14. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. 2017.
15. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. 2017.
16. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. 2017.

17. ORDAZ, M.; MIRANDA, E.; AVILÉS, J. Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 2003, vol. 8, no 2, p. 189-207.
18. ORTIZ SAMPEDRO, Tatiana Cristina; CAIZAGUANO, Ruiz; PRISCILLA, Karina. Análisis comparativo económico-estructural de dos sistemas constructivos: aporticado y aporticado con diafragmas, en edificios de 8 pisos, aplicando el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). 2015. Tesis de Licenciatura.
19. PIRALLA, Roberto Meli; MELI, Roberto. *Diseño estructural*. Editorial Limusa, 2001, p. 307-308.
20. PIRALLA, Roberto Meli; MELI, Roberto. *Diseño estructural*. Editorial Limusa, 2002, p. 356, 465-471.
21. *Reglamento de Construcciones para Distrito Federal*. 2017.
22. *Reglamento de Construcciones para el Municipio de Culiacán, Sinaloa*. 2018.
23. SALAZAR MÁRMOL, Andrés Sebastián; SERRANO CHICA, Galo Fernando. Análisis estructural y económico comparativo de losas con luces de 5, 7 y 9 metros construidas con sistema estructural tipo deck y losas nervadas de hormigón armado con vigas descolgadas. 2014. Tesis de Licenciatura. Quito, 2014.
24. Servicio Sismológico Nacional. *Mapa de sismicidad anual*. 2018.
25. VILLALBA NIETO, Paola Ximena. Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal. 2015. Tesis de Maestría. Quito: UCE.

Bibliografía complementaria

1. BACA URBINA, Gabriel. *Evaluación de proyectos*. 2001.
2. BACA URBINA, Gabriel. *Fundamentos de ingeniería económica*. 2011.
3. BIMSA REPORTS. *Análisis de costos de materiales para construcción (Costos de Edificación)*. 2007.
4. VARELA ALONSO, Leopoldo; *Costos por metros cuadrados de construcción – Volumen II*. 2011.
5. ROJAS, Rafael; PADILLA, Helia. *Análisis estructural con matrices*, Editorial Trillas, 2011, p. 133-137.
6. SUÁREZ SALAZAR, Carlos. *Costo y tiempo en edificación*. 2002.
7. PROJECT MANAGEMENT INSTITUTE. *Guía de los fundamentos para la dirección de proyectos*. 2013.