



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA UNA
CANCHA DE USO MÚLTIPLE UBICADA EN EL BARRIO SAN MARTIN DE
PORRES**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniera Civil

AUTORA: WENDY NAYELI QUEZADA QUEZADA

TUTOR: DANIEL ARMANDO VALVERDE CASTILLO

Quito – Ecuador

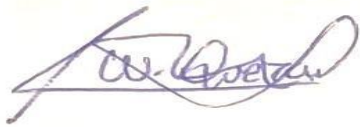
2025

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Wendy Nayeli Quezada Quezada con documento de identificación N°1719487678; manifiesto que: Soy la autora y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 10 de febrero del 2025

Atentamente,



Wendy Nayeli Quezada Quezada
1719487678

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, Wendy Nayeli Quezada Quezada con documento de identificación N°1719487678; expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del Proyecto Técnico: “Diseño estructural de una cubierta metálica para una cancha de uso múltiple ubicada en el barrio San Martín de Porres”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la universidad facultada para ejercer plenamente de derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de febrero del 2025

Atentamente,



Wendy Nayeli Quezada Quezada

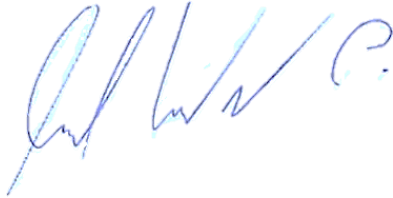
1719487678

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO TITULACIÓN

Yo, Daniel Armando Valverde Castillo con documento de identificación N°1900467869, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA UNA CANCHA DE USO MÚLTIPLE UBICADA EN EL BARRIO SAN MARTIN DE PORRES, realizado por Wendy Nayeli Quezada Quezada con documento de identificación N°1719487678, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de febrero del 2025

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo, MSc.

1900467869

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mis padres, Gonzalo Quezada y María Quezada, por su constante apoyo incondicional, brindándome lo necesario para cumplir mis objetivos, aspectos que han contribuido en gran medida a la culminación de la carrera.

Mis familiares que estuvieron ahí en todo momento, aportando su granito de arena en lo que le era posible, todo para volver este sueño realidad.

A mis amigos con quienes se han convertido en personas sumamente importantes en mi vida, con quienes he compartido momentos memorables durante todo este proceso.

AGRADECIMIENTO

Mis agradecimientos se dirigen a mis padres, quienes se encargaron de inculcarme lo que es el trabajo duro y enfrentarme a mis miedos para conseguir mis objetivos.

A mi hermana, que se mantuvo muchas noches dándome ánimos cuando las cosas parecían no dirigirse a ningún lugar, haciendo que todo se volviera un poco menos pesado.

Mi agradecimiento se dirige en especial al Ing. Carlos Montalvo, cuyas enseñanzas y ayuda formaron gran parte del proceso de culminación de este camino.

Al Ing. Daniel Valverde por su guía durante este proceso, transmitiendo sus conocimientos para la realización de este proyecto.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Proyecto	2
1.3 Importancia y Alcance	2
1.4 Delimitación	2
1.5 Justificación	3
1.6 Objetivos	3
1.6.1 Objetivo General	3
1.6.2 Objetivos Específicos	3
CAPÍTULO II	4
MARCO TEÓRICO	4
2.1 Tipos de estructuras	4
2.1.1 Tipo Howe	4
2.1.2 Tipo Pratt	5
2.1.3 Tipo Fink	6
2.2 Materiales estructurales	6
2.2.1 Estructuras de madera	6
2.2.2 Estructuras de acero	7
2.3 Diseño estructural	7
2.4 Normas utilizadas para realizar el diseño	8
2.5 Tipos de apoyos y juntas	8
2.5.1 Soporte fijo	9
2.5.2 Soporte móvil o de rodillo	10
2.5.3 Soporte empotrado	10
2.5.4 Conexión rígida	11
2.5.5 Conexión articulada	12
2.6 Tipos de conexiones	12
2.6.1 Conexiones simples	12
2.6.2 Conexiones con perfiles tubulares	13
2.6.3 Conexiones semi rígida	14
2.7 Métodos de diseño	14
2.7.1 Método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD	14

2.7.2	Combinaciones de carga para el método LRFD	15
2.8	Cargas	16
2.8.1	Cargas muertas.....	16
2.8.2	Cargas vivas.....	17
2.8.3	Cargas ambientales.....	18
2.8.3.1	Cargas de viento.....	18
2.8.4	Velocidad corregida.....	19
2.10	Cargas de granizo.....	22
2.11	Combinaciones de carga.....	22
2.12	Carga sísmica.....	23
2.12.1	Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z	24
2.12.2	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fs y Fd	25
2.13	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	28
2.14	Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación.....	29
2.15	Estados límite de servicio.....	30
CAPÍTULO III.....		33
METODOLOGÍA		33
3.1	Tipo de investigación.....	33
3.2	Método.....	33
CAPÍTULO IV		35
CUANTIFICACIÓN DE CARGAS.....		35
4.1	Dimensionamiento.....	35
4.2	Cargas aplicadas	35
4.2.1	Carga viva	36
4.2.2	Carga muerta	36
4.2.3	Carga de viento.....	37
4.2.4	Carga de granizo	47
4.2.5	Carga sísmica	47
4.3	Combinaciones de carga	56
CAPÍTULO V		59
DEFINICIÓN DE PERFILES Y MODELO EN SAP2000		59
5.1	Elementos de la cubierta.....	59

5.2 Diseño de elementos de la cubierta	63
5.2.1 Diseño de diagonales	63
5.2.2 Diseño parte interna de las columnas	64
5.2.3 Diseño de cordones superiores e inferiores.....	64
5.2.4 Diseño de columnas.....	65
5.2.5 Diseño de correas	66
5.2.6 Diseño de tensores.....	70
5.2.7 Simulación en SAP2000	72
5.2.7.1 Patrones de carga.....	82
5.2.7.2 Combinaciones de carga	86
5.2.7.3 Estructura simulada	86
5.3 Aplicación de cargas.....	88
5.4 Diseño de placa	101
5.5 Diseño de cimentaciones	102
5.5.1 Diseño pedestal de concreto.....	106
5.6 Presupuesto	108
CONCLUSIONES.....	109
RECOMENDACIONES	110
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
ANEXOS	115

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cargas vivas.....	17
Tabla 2. Coeficientes de corrección.....	20
Tabla 3. Coeficiente de entorno Cf)	21
Tabla 4. Coeficiente de forma a barlovento y sotavento	21
Tabla 5. Niveles de amenaza sísmica	24
Tabla 6. Factor Z	25
Tabla 7. Factor Fa.....	26
Tabla 8. Factor Fd.....	26
Tabla 9. Factor Fs.....	27
Tabla 10. Coeficiente de importancia	28
Tabla 11. Factor de reducción R.....	29
Tabla 12. Límites de deflexión.....	30
Tabla 13. Derivas máximas admisibles	31
Tabla 14. Panel AR-2000	36
Tabla 15. Carga muerta prediseño	37
Tabla 16. Coeficiente de entorno (Ce).....	38
Tabla 17. Carga por Barlovento	45
Tabla 18. Carga por Sotavento	45
Tabla 19. Espectro de aceleraciones NEC-15	47
Tabla 20. Factor Fa NEC-24	49
Tabla 21. Factor Fd NEC-24.....	50
Tabla 22. Factor Fs NEC-24	50
Tabla 23. Espectro de aceleraciones borrador NEC-24.....	51
Tabla 24. Cargas actuantes en la estructura	56
Tabla 25. Valores máximos de momento y cortante.....	62
Tabla 26. Perfil para las diagonales principales	63
Tabla 27. Perfil para la sección interna de las columnas	64
Tabla 28. Perfil para los cordones superiores e inferiores	65
Tabla 29. Perfil para columnas.....	66
Tabla 30. Cargas actuantes en las correas.....	66
Tabla 31. Verificación del perfil asumido para las correas.....	69
Tabla 32. Perfil para las correas	69
Tabla 33. Cargas actuantes en los tensores	70
Tabla 34. Perfil para tensores.....	72
Tabla 35. Estados límite de servicio	88
Tabla 36. Derivas admisibles	89
Tabla 37. Nuevos perfiles utilizados para la conformación de la estructura.....	92
Tabla 38. Estados límite de servicio, Modelo nuevo.....	92
Tabla 39. Derivas admisibles para el nuevo modelo	93
Tabla 40. Perfiles utilizados cuando se trata de un modelo empotrado.....	96
Tabla 41. Estados límite de servicio para un modelo empotrado.....	97
Tabla 42. Derivas admisibles para un modelo empotrado.....	97

Tabla 43. Diseño de placas	102
Tabla 44. Factor de seguridad indirecto.....	103
Tabla 45. Clasificación de cimentaciones.....	104
Tabla 46. Cargas actuantes en la estructura	104
Tabla 47. Dimensiones de las zapatas.....	106
Tabla 48. Cronograma de actividades.....	115
Tabla 49. Cantidades de obra	117
Tabla 50. Desglose de personal.....	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mercado "Las Cuadras"	5
Figura 2. Estructura tipo Pratt.....	5
Figura 3. Estructura tipo Fink.....	6
Figura 4. Pórtico de madera.....	7
Figura 5. Soporte fijo	10
Figura 6. Soporte móvil.....	10
Figura 7. Soporte empotrado	11
Figura 8. Conexión rígida.....	11
Figura 9. Conexión articulada.....	12
Figura 10. Conexión simple	13
Figura 11. Conexión por perfiles tubulares	13
Figura 12. Conexión semi rígida.....	14
Figura 13. Efecto del viento en una estructura	18
Figura 14. Influencia del viento sobre la estructura.....	19
Figura 15. Espectro de aceleraciones	23
Figura 16. Mapa de zonificación Sísmica	25
Figura 17. Derivas horizontales ASCE/SEI 7-16.....	32
Figura 18. Influencia del viento en la sección central de la cubierta	39
Figura 19. Influencia del viento en el borde de la estructura.....	41
Figura 20. Inflencia del viento 1.....	46
Figura 21. Influencia del viento 2.....	46
Figura 22. Mapa de zonificación sísmica NEC-24	49
Figura 23. Espectro de aceleraciones NEC-15	52
Figura 24. Espectro de aceleraciones del borrador NEC-24	53
Figura 25. Comparación de espectros de aceleraciones.....	53
Figura 26. Espectro de aceleraciones SAP2000, NEC-15.....	54
Figura 27. Espectro de aceleraciones SAP2000, NEC-24.....	55
Figura 28. Prediseño de la cubierta.....	59
Figura 29. Peso específico del acero	60
Figura 30. Aplicación de cargas	61
Figura 31. Diagrama de momento	61
Figura 32. Diagrama de cortante.....	62
Figura 33. Malla de trabajo.....	72
Figura 34. Acero A36.....	73
Figura 35. Características acero A36.....	73
Figura 36. Espectro de respuesta utilizado para la modelación.....	74
Figura 37. Perfil para las columnas modelado.....	75
Figura 38. Perfil para la sección interna de las columnas modelado	76
Figura 39. Perfil para diagonales modelado	77
Figura 40. Perful para cordones superiores e inferiores modelado.....	78
Figura 41. Acero utilizado para las correas	79
Figura 42. Perfil paea correas modelado	80

Figura 43. Definición del material utilizado para los tensores	81
Figura 44. Varilla para ternsores modelada	81
Figura 45. Definición de patrones de carga.....	82
Figura 46. Definición del coeficiente sísmico "x"	83
Figura 47. Definición del coeficiente sísmico "y"	84
Figura 48. Sismo dinámico en "x"	84
Figura 49. Sismo dinámico en "y"	85
Figura 50. Fuerzas que afectan a la estructura.....	85
Figura 51. Combinaciones de carga	86
Figura 52. Modelo 3D de la cubierta	87
Figura 53. Vista frontal de la cubierta.....	87
Figura 54. Estructura bajo la aplicación del sismo en "x"	90
Figura 55. Resultados por resistencia y diseño, vista frontal	90
Figura 56. Resultados por resistencia y diseño, vista lateral	91
Figura 57. Influencia del sismo en "x"	93
Figura 58. Influencia del sismo en "y"	94
Figura 59. Análisis por resistencia, vista frontal del nuevo modelo	95
Figura 60. Cumplimineto por resistencia, vista lateral del nuevo modelo	95
Figura 61. Modelo empotrado bajo la aplicación de un sismo en "x"	98
Figura 62. Modelo empotrado bajo la aplicación de un sismo en "y"	98
Figura 63. Resultados por resistencia, vista frontal de un modelo empotrado	99
Figura 64. Resultados por resistencia, vista lateral de un modelo empotrado.....	100

RESUMEN

El presente proyecto plantea el desarrollo de un modelo de cubierta metálica, con el objetivo de ubicarse en una zona estratégica del Barrio San Martín de Porres en beneficio de la comunidad. En el desarrollo del trabajo se presentan los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) necesarios para diseñar una estructura metálica en un programa especializado (SAP 2000); adicionalmente se hace uso de normas estadounidenses (ASCE/SEI 7-16) para la verificación de cumplimiento de los estados límite de servicio y cumplimiento de derivas, durante el desarrollo del proyecto se detalla ejemplos de cálculo para la selección de un perfil adecuado para la estructura. Se utilizó una metodología de tipo cascada para la obtención de información aplicada para el desarrollo de estructuras metálicas, con lo que se obtuvo los elementos geométricos idóneos para el tipo de cargas a las que se encuentra sometida la estructura, cumpliendo con las especificaciones descritas en la norma.

Se realizó la comparación entre diferentes tipos de normas, mayormente estadounidenses y la NEC-15, lo que nos permite identificar que tipos de lineamientos presentes en alguna de las normas puede ser de utilidad para el diseño de estructuras metálicas diferentes a edificaciones.

Finalmente se elabora un cronograma de actividades en función del presupuesto disponible, así como de los materiales y el personal de trabajo a disposición, considerando que la alteración en alguno de los requisitos para elaborar un cronograma de actividades puede retrasar la obra.

Palabras claves: cubierta metálica, método LRFD, SAP2000, NEC-15.

ABSTRACT

This project proposes development of a metal roof model, located in a strategic zone of the “San Martin de Porres” neighborhood for the benefit of the community. To develop the project was used the Ecuadorian Construction Standards (NEC-15) standards necessities for the design of a steel structure using a specialized program (SAP2000) additionally we use American standards (ASCE/SEI 7-16) used to verify the service limit states and drifts, during the development of the project calculation examples are detailed for the selection of an appropriate profile for the structure. A waterfall-type methodology was used to obtain information applied to the development of metallic structures, thereby obtaining the ideal geometric elements for the type of loads to which the structure is subjected, fulfilling the specifications described in the Ecuadorian Standard.

The comparison was made between different types of standards, mostly American and the Ecuadorian Standard, which allows us to identify what types of guidelines present in any of the standards can be useful for the design of metal structures other than buildings.

Finally, a schedule of activities is prepared based on the budget, as well as the material and human resources, considering that alteration in any of the requirements will have an impact to prepare a schedule of activities and may delay the work.

Keywords: metal roof, LRFD method, SAP2000, NEC-15.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

Se realizará el diseño de una cubierta metálica en el barrio San Martín de Porres, teniendo en cuenta que uno de los objetivos de las cubiertas es proteger contra factores ambientales externos, en este caso, si el barrio tuviera una cubierta se realizaría deporte y a su vez se protegerían de factores climáticos, ya sea del sol o la lluvia, lo que también sería un gran aporte si se desea realizar eventos académicos, debido a la cercanía de una escuela a la cancha.

Entre las cubiertas realizadas por el Municipio de Quito tenemos la cubierta metálica en la feria del Mercado Ñaquito, que se hizo con la finalidad de beneficiar a los más de 100 comerciantes que trabajan en la feria y a los clientes que visitan la misma, el objetivo del proyecto es la modernización del lugar, convirtiéndolo en un lugar digno para la ejecución del trabajo.

En el mercado las cuadras también se implementaron cubiertas en las que el Municipio de Quito busca la reactivación económica de los mercados, en los que la ciudadanía tendrá espacios limpios para realizar sus compras.

También existen trabajos en cubiertas en los que ha intervenido la municipalidad, tal como es el caso de la recuperación de la cubierta en la Villaflora que se realizó en mayo del 2023 por la Empresa Pública de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP), la cual realizó trabajos de mantenimiento en la cubierta del intercambiador de la Villaflora, dicha cubierta es una estructura de tubería de acero en la que se recuperaron todos los elementos estructurales: correas, vigas, columnas y se cambiaron 1337.63 m² de láminas

de policarbonato en la cubierta norte y sur. Este procedimiento se debe realizar cada 10 años para el cambio de cubierta y realizar un mantenimiento periódico.

1.2 Proyecto

El proyecto de diseño de una cubierta metálica se realizará en la ciudad de Quito, en el barrio San Martín de Porres, para una cancha de 12.90 m x 25 m.

1.3 Importancia y Alcance

Con el proyecto se busca aplicar los conocimientos aprendidos durante la carrera para elaborar una cubierta metálica que cumpla con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Con el análisis estructural se podrá elaborar un diseño óptimo de la cubierta teniendo en cuenta todas las cargas y factores que puedan influenciar en la misma, teniendo en cuenta los beneficios que presenta la estructura, tales como: durabilidad, estética, protección contra factores ambientales.

1.4 Delimitación

Delimitación geográfica: El proyecto será desarrollado en la ciudad de Quito. En el Barrio San Martín De Porres, para una cancha de 12.90 x 25 m.

Delimitación temporal: El proyecto será realizado durante el periodo de septiembre del 2024 hasta enero del 2025

Delimitación académica: Se utilizará bibliografía, textos y el programa SAP2000, el cual es de gran utilidad cuando es necesario realizar un análisis estructural que proporcionaran facilidad para la elaboración del diseño de una cubierta metálica.

1.5 Justificación

El análisis estructural de la cubierta metálica se realiza con el fin de aplicar los conocimientos adquiridos durante la carrera; la elaboración de este se hace con la finalidad de poder ser presentado a instituciones públicas o privadas para su construcción, en el que se pueda destacar su viabilidad y funcionalidad.

Para el desarrollo del proyecto se tomará como base la Normativa Ecuatoriana para la Construcción (NEC-15) y el Steel Construction Manual (AISC-16)

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Elaborar y analizar estructuralmente una cubierta metálica, a través de un Software especializado para en análisis estructural de una cancha de uso múltiple.

1.6.2 Objetivos Específicos

Realizar el diseño de una cubierta metálica utilizando las especificaciones presentadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en cumplimiento con los lineamientos de seguridad y ocupación.

Realizar el presupuesto por medio de un Análisis de Precios Unitarios (APU) para llevar a cabo el proceso de construcción de la cubierta metálica.

Modelar la cubierta metálica con un software especializado para que cumpla con los estados límite de servicio, derivas y demás especificaciones presentes en la NEC-15.

Elaborar los planos del diseño estructural de la cubierta metálica en el programa AutoCad con la finalidad de utilizarlos en obra durante el proceso constructivo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Tipos de estructuras

Existen diferentes maneras de diseñar una cubierta, cada una de ellas se caracteriza por cómo se encuentra conformada, su resistencia y flexibilidad, las características del lugar en el que serán implantadas, todas estas características tienen la misma finalidad, presentar un diseño que cubra las necesidades del proyecto, entre los tipos de armaduras se identificar:

2.1.1 Tipo Howe

Este tipo de cubierta está compuesta por elementos verticales que trabajan a tensión y elementos diagonales que trabajan a compresión, presentan una configuración ideal para utilizar un solo tipo de material en toda la estructura, se caracterizan por tener un patrón de conformación inverso al que se presenta en una estructura tipo Pratt. Este tipo de estructura la podemos encontrar en el mercado “Las Cuadras” ubicado al sur de la ciudad de Quito.

Figura 1

Mercado "Las Cuadras"



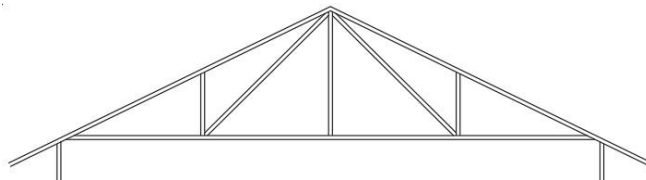
Nota. Cubiertas con configuración estructural tipo Howe. Fuente: Quito Informa

2.1.2 Tipo Pratt

Una cubierta tipo Pratt posee elementos verticales trabajando a compresión y elementos diagonales que trabajan a tensión, se recomienda la utilización de este tipo de estructura cuando la pendiente oscila entre 25° y 45° . Este tipo de estructuras suelen ser utilizadas en puentes peatonales y ferroviarios.

Figura 2

Estructura tipo Pratt



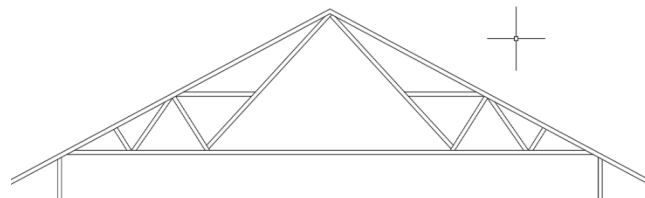
Nota. Armadura con configuración tipo Pratt. Elaborado por: La autora.

2.1.3 Tipo Fink

Se puede encontrar cubiertas con una configuración tipo Fink en viviendas o en estructuras livianas, especialmente cuando la pendiente de la cubierta a superado los 45 °. Se caracteriza por poseer una gran cantidad de triángulos internos, los cuales en su mayoría trabajan a tensión, la igual que una estructura tipo Pratt, se puede utilizar en la conformación de puentes.

Figura 3

Estructura tipo Fink



Nota. Armadura con configuración tipo Fink. Elaborado por: la autora.

2.2 Materiales estructurales

El uso de cubiertas abarca varios sectores, ya sea comercial, industrial o residencial, para ello existen diferentes materiales que pueden utilizarse para su construcción, como:

2.2.1 Estructuras de madera

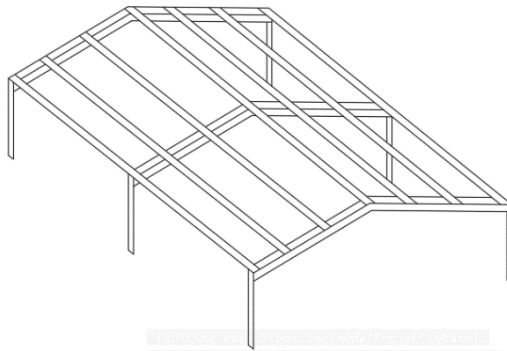
De acuerdo con Brotóns los elementos de una estructura hecha de madera, actúan de forma similar a los elementos de una estructura de hormigón armado.¹ Cuando se trata de una estructura de madera, sus elementos vienen preparados desde un taller, lo que

¹ Fuente: Brotóns, P. U.; *Construcción de estructuras de madera.*; página 13

permite que su armado sea posible realizarlo en obra, las uniones de dichos elementos pueden ser atornilladas, soldadas o adhesivas.

Figura 4

Pórtico de madera



Nota. Vista 3D de un pórtico de madera. Elaborado por: La autora.

2.2.2 Estructuras de acero

Cuando se diseña estructuras de acero, se debe tener en cuenta, las características y disposición geométrica de los perfiles estructurales considerados para su desarrollo, de la misma manera, se debe tener en cuenta las especificaciones de los materiales, fabricación y montaje, características que son dadas por el fabricante.

Con respecto a la Construcción de estructuras de madera, “El acero suele ser utilizado por su característica resistencia y ductilidad” (Clement,2006, capítulo 2).

2.3 Diseño estructural

De acuerdo con Riddell el objetivo de un diseño estructural es la entrega de una edificación que satisfaga las necesidades del cliente o el público objetivo al que el diseño se encuentre dirigido:²

² Fuente: Riddell, R., & Hidalgo, P; *Diseño estructural*; Capítulo I: Introducción al diseño estructural.

Estructuración: En esta etapa se hace la definición del del perfil y material que será utilizado, con el objetivo de garantizar la funcionalidad de la obra y garantizar la seguridad de la estructura.

Análisis: Se realiza la modelación de la estructura en un software especializado, lo que permite analizar el comportamiento de sus elementos bajo la influencia de diferentes cargas.

Dimensionamiento: Se considera los tipos de cargas que afectarán a la estructura y la reacción de la misma frente a ellos.

2.4 Normas utilizadas para realizar el diseño

En Ecuador se utiliza la siguiente norma como guía para realizar un diseño: Instituto Ecuatoriano de normalización – CPE INEN. Código de practica ecuatoriano. Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño.

Internacionalmente también existen entidades que desarrollan normas de diseño para estructuras metálicas, tales como: American Institute of Steel Construction – AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero). American National Standards Institute – ANSI (Instituto Nacional Estadounidense de Estándares). American Society for Testing and Materials- ASTM (Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales)

2.5 Tipos de apoyos y juntas

Celigiüeta establece que las reacciones que presenta una estructura se denominan acciones, las cuales se pueden clasificar en diferentes fenómenos físicos:³

³ Fuente: Celigiüeta-Lizarza, J. T.; Diseño de estructuras de acero

Por su naturaleza

Las acciones producidas por cargas ambientales, cargas muertas, cargas vivas, etc se pueden clasificar como fuerzas directas, mientras que las acciones indirectas son la respuesta de los apoyos cuando a ocurrido o un sismo o por efectos de temperatura.

Por su variación en el tiempo

Las acciones que varían en el tiempo pueden ser permanentes, ya que son contantes, mientras que los fenómenos variables como su nombre lo indica varían de forma frecuente y los fenómenos accidentales poseen una probabilidad baja de actuación, sin embargo, en el caso de fenómenos accidentales, cuando llegan a ocurrir son de gran magnitud.

Por su respuesta estructural

De acuerdo con Cype en los tipos de apoyo en un análisis estructural, un apoyo es un elemento que contribuye en el soporte de cargas de una estructura, ya que, determinan como es la transferencia de fuerzas de la estructura al suelo:⁴

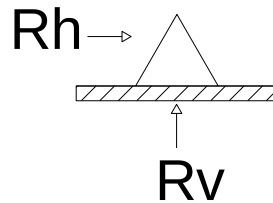
2.5.1 Soporte fijo

Un tipo de soporte fijo se caracteriza por presentar 2 tipos de reacciones, verticales y horizontales, sin embargo, no admiten momento, lo que permite el giro, pero no el desplazamiento.

⁴ Fuente: Cype; los tipos de apoyo en un análisis estructural

Figura 5

Soporte fijo



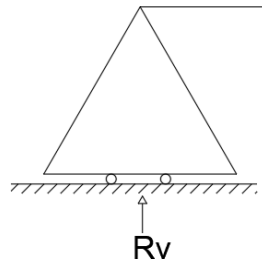
Nota. Reacciones verticales y horizontales admitidas por un soporte fijo. Elaborado por:
La autora.

2.5.2 Soporte móvil o de rodillo

Los apoyos tipo rodillo poseen libertad de movimiento y giro sobre la superficie en la que se encuentran, presentan un solo tipo de reacción, la cual actúa perpendicularmente a la superficie de apoyo.

Figura 6

Soporte móvil



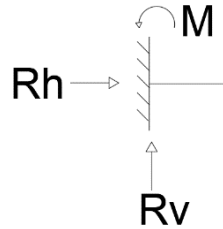
Nota. Soporte móvil el cual admite únicamente una reacción, perpendicular a la superficie en la que se encuentra apoyado. Elaborado por: La autora

2.5.3 Soporte empotrado

Un soporte empotrado posee 3 tipos de reacciones: verticales, horizontales y de momento, pero no permite el giro y movimiento en los elementos a los cuales se encuentran conectados.

Figura 7

Soporte empotrado



Nota. Reacciones presentes en un soporte empotrado, el cual no permite desplazamiento.

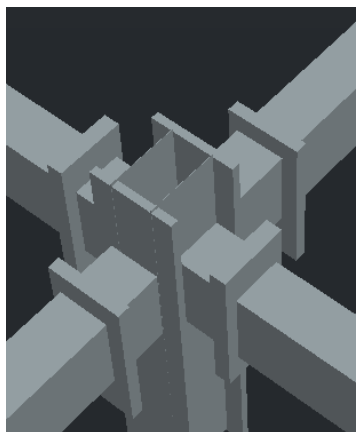
Elaborado por: La autora.

2.5.4 Conexión rígida

Las conexiones rígidas se caracterizan por no permitir el desplazamiento o giro en sus elementos conectados, de manera que los extremos de elementos conectados a una conexión rígida poseen el mismo impedimento a traslación y rotación.

Figura 8

Conexión rígida



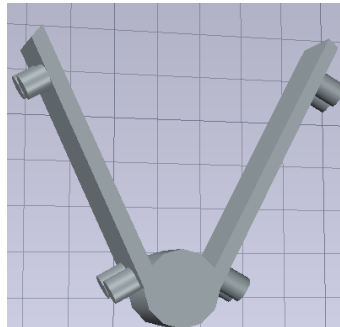
Nota. Una conexión rígida debe mantener sus ángulos originales en la unión luego de presentarse una deformación por aplicación de cargas. Elaborado por: La autora.

2.5.5 Conexión articulada

De acuerdo con Sambrano, una conexión articulada no permite el desplazamiento en los extremos de los elementos conectados, se admite el desplazamiento en los extremos de los elementos, los cuales no presentan necesariamente el mismo giro.⁵

Figura 9

Conexión articulada



Nota. Las conexiones articuladas se utilizan cuando es necesario limitar los momentos transmitidos. Elaborado por: La autora.

2.6 Tipos de conexiones

Una conexión es la intersección en un nodo de distintos elementos, a través de esta conexión se transmiten los esfuerzos, entre los tipos de conexiones tenemos:

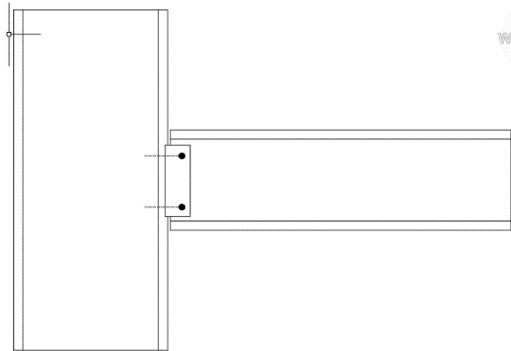
2.6.1 Conexiones simples

Una conexión simple admite la rotación en el nodo y los perfiles que la componen solo se conectan al alma.

⁵ Fuente: Sambrano M.; Introducción al análisis estructural

Figura 10

Conexión simple



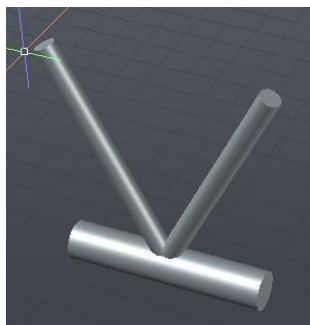
Nota. Utilizados en estructuras de acero para la transmisión de esfuerzos de elementos que se conectan al nodo. Elaborado por: La autora.

2.6.2 Conexiones con perfiles tubulares

De acuerdo con Bittar las conexiones presentan una forma aerodinámica como ventaja, además de poseer la capacidad de resistir la flexión, torsión y compresión.⁶

Figura 11

Conexión por perfiles tubulares



⁶ Fuente: Bittar, A. M., & Páez, M. C.; *Criterios de diseño para conexiones soldadas en estructuras con perfiles tubulares*

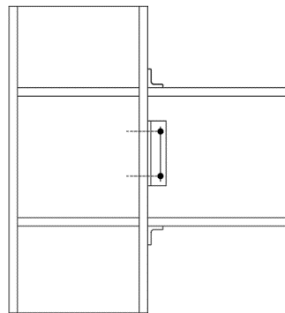
Nota. Utilizadas para la unión en diferentes formas de barras de acero huecas. Elaborado por: La autora.

2.6.3 Conexiones semi rígida

Una conexión semi rígida presenta una variación en la capacidad de conexión del resorte, combinando la rigidez y flexibilidad de conexiones rígidas y simples respectivamente.

Figura 12

Conexión semi rígida



Nota. En estructuras de acero las conexiones semi rígidas contribuyen en la distribución de cargas. Elaborado por: La autora.

2.7 Métodos de diseño

De acuerdo con McCormac en las especificaciones del AISC se encuentran dos métodos para el diseño de elementos estructurales:⁷

2.7.1 Método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD

Al realizar un diseño utilizando el método LRFD, se toma en cuenta que las posibles cargas actuantes que soportará la estructura serán multiplicadas por un factor de

⁷ Fuente: McCORMAC,J.; Diseño de estructuras de acero; Capítulo 2

carga, la magnitud de dicho factor representa la incertidumbre de la carga que se está analizando. Al emplear este método se considera que la fuerza mayorada obtenida no puede ser mayor a la resistencia nominal de un elemento.

2.7.2 Combinaciones de carga para el método LRFD

El objetivo del método LRFD es la selección del valor más crítico obtenido al resolver las combinaciones de carga, ya que, al multiplicar las cargas actuantes por un factor de carga es posible se consideran las incertidumbres que afectaran el resultado de cargas muertas y vivas:

$$U=1.4 D \quad \text{Ec. 2-1}$$

$$U= 1.2 D +1.6 L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{Ec. 2-2}$$

$$U= 1.2 D + 1.6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ ó } 0.5W) \quad \text{Ec. 2-3}$$

$$U= 1.2 D + 1.0 W + L^* + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{Ec. 2-4}$$

$$U= 1.2 D + 1.0 E +L^* + 0.2 S \quad \text{Ec. 2-5}$$

$$U= 0.9 D +1.0 W \quad \text{Ec. 2-6}$$

$$U= 0.9 D +1.0 E \quad \text{Ec. 2-7}$$

Al utilizar estas ecuaciones se debe tomar en cuenta que el factor que afecta a la carga “L*” en las ecuaciones 3,4 y 5 es 1.00 para pisos en lugares de reuniones públicas o para cargas vivas que han superado 100 lb/pie² y para la carga viva de los garajes de estacionamiento, para el resto de las cargas vivas este factor adopta un valor de 0.5

2.8 Cargas

De acuerdo con McCormac. J, las cargas se pueden clasificar por su origen y tiempo de aplicación, de esta manera, se pueden clasificar en cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.⁸

El método utilizado para diseñar la cubierta metálica es LRFD que es el diseño por factores de carga y resistencia, este tipo de diseño satisface los requerimientos de cada elemento estructural que ha excedido las fuerzas determinadas por las combinaciones de carga. Para ello se cumple la condición:

$$R_u \leq \phi R_n \quad \text{Ec.2-8}$$

En la que el valor de R_u es la fuerza requerida necesaria utilizando las combinaciones de carga LRFD y este valor debe ser menor o igual a la fuerza nominal multiplicada por un factor de reducción. Se ha considerado que la cubierta diseñada será para una cancha de uso múltiple de 25m x 12.90 m, se considera que la estructura poseerá un techo inaccesible y será una cubierta inclinada.

2.8.1 Cargas muertas

Se define que a las cargas muertas como una fuerza constante permaneciendo fija en un mismo lugar, son consideradas como el peso propio de la estructura y el resto de los componentes ligados a ella.

Para definir la carga muerta se tomará en cuenta el peso de todos los componentes presentes en una edificación. Los detalles de una cubierta y sus accesorios generalmente son detallados por el fabricante en sus catálogos.

⁸ Fuente: McCORMAC,J.; Diseño de estrcturas de acero; Capitulo 2

2.8.2 Cargas vivas

Son aquellas cargas que pueden cambiar de lugar y su tiempo de duración en la estructura no es permanente como con las cargas muertas.

Para la determinación de la carga viva o carga no permanente se hará uso de la NEC-SE-CG.

Tabla 1

Cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24(no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		

Nota. Carga viva: sobrecargas mínimas. Fuente: NEC-SE-CG “Cargas No Sísmicas”

2.8.3 Cargas ambientales

Son cargas causadas por el medio ambiente, para el diseño de la estructura se tomarán en cuenta las cargas ambientales: viento, granizo y sismo.

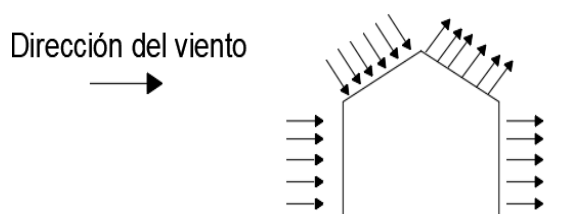
2.8.3.1 Cargas de viento

De acuerdo con la NEC-SE-CG cuando las estructuras consideradas para el diseño poseen hasta 10 m de altura, la velocidad de diseño es la velocidad máxima en la zona en la que se encuentre el proyecto, dicha velocidad no puede ser inferior a 21m/s (75km/h)⁹.

En las construcciones tipo nave industrial es difícil encontrar estructuras con alturas superiores a 10 m, por lo que tomara la velocidad de 21 m/s como referencia mínima para considerar el impacto del viento, en las figuras 13 y 14 se puede ver cómo afecta a la estructura la influencia del viento.

Figura 13

Efecto del viento en una estructura



Nota. Las flechas indican como actúa el viento sobre la estructura. Elaborado por: La autora.

En la Fig. 13 se puede apreciar la distribución de la presión, en la parte superior de la estructura se presenta un efecto de levantamiento por succión cuando la inclinación

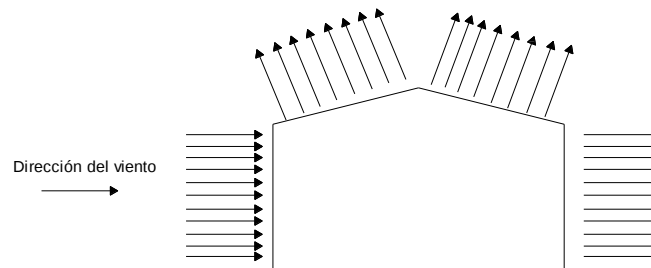
⁹ NEC-SE-CG: 3.2.4 Cargas por viento

de la cubierta tiene un límite, en la cara lateral izquierda existe un efecto de presión y en la cara lateral derecha se produce un efecto de succión.

En la Fig.14 se puede apreciar otra de las formas en que el viento puede afectar a la cubierta, a diferencia de la figura 13, en se produce un efecto de succión en ambas caras de la cubierta.

Figura 14

Influencia del viento sobre la estructura



Nota. Efecto de succión producido en ambas caras de la cubierta. elaborado por: La autora.

2.8.4 Velocidad corregida

Una vez obtenida la velocidad máxima del viento, el valor deberá ser multiplicado por un coeficiente de corrección, dicho factor está determinado por las características del lugar de implantación de la obra. La velocidad corregida del viento se calcula con:

$$V_b = V * \sigma \quad \text{Ec.2-9}$$

Tabla 2*Coeficientes de corrección*

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Nota. Coeficientes de corrección en función de la altura de la estructura. Fuente: NEC-

SE-CG “Cargas No Sísmicas”

La presión de viento, carga puntual y distribuida, área colaborante se detallan en las siguientes ecuaciones:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad \text{Ec. 2-10}$$

$$C_{pv} = \text{Área colaborante} * P \quad \text{Ec. 2-11}$$

$$C_{dv} = \frac{C_{pv}}{H_{colum}} \quad \text{Ec. 2-12}$$

$$\text{Área colaborante} = a_{ch} * H_{colum} \quad \text{Ec. 2-13}$$

Para determinar los coeficientes de forma (Cf) y entorno (Ce), se hará uso de las tablas presentadas por la NEC-SE-CG en el capítulo: Cargas por viento sección cálculo de la presión del viento.

Tabla 3*Coeficiente de entorno (Cf)*

Construcción	Coeficiente Cf
Elementos situados en patios inferiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Nota. Coeficiente de forma en función de las condiciones de implantación de la estructura.

Fuente: NEC-SE-CG “Cargas No Sísmicas”

Para el diseño de la estructura se tomará un Cf de 0.8 ya que se trata de una estructura que no sobrepasa los 10 m.

Tabla 4*Coeficiente de forma a barlovento y sotavento*

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	

Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Nota. Coeficientes correspondientes a barlovento y sotavento correspondientes a diferentes tipos de estructuras. Fuente: NEC-SE-CG “Cargas No Sísmicas”

El C_f se hará en medida de las caras a sotavento y barlovento, el criterio que debe ser considerado es la inclinación de la cubierta que es menor a 15 °, por lo que se tomara un coeficiente que se encuentra en el rango +0.3 a 0 para barlovento y -0.6 para sotavento para las vigas. Se debe tener en cuenta que la presión que produzca el viento depende en gran medida de C_f y C_e que se encuentran relacionados con la geometría y el entorno en donde se ubicara la estructura.

2.10 Cargas de granizo

En cuanto a la carga de granizo, su estimación está dada por la acumulación producida en un determinado periodo de tiempo, para determinar la carga de granizo (S) se usará la siguiente ecuación:

$$S = \gamma_s * H_s \quad \text{Ec. 2-14}$$

2.11 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se utilizaran corresponden a las que se aplican cuando se utiliza el método LRFD, previamente descritas. De acuerdo con la NEC-SE-CG las estructuras y sus componentes deben presentar un diseño en el que su resistencia de diseño debe ser igual o mayor a los efectos de las cargas mayoradas.

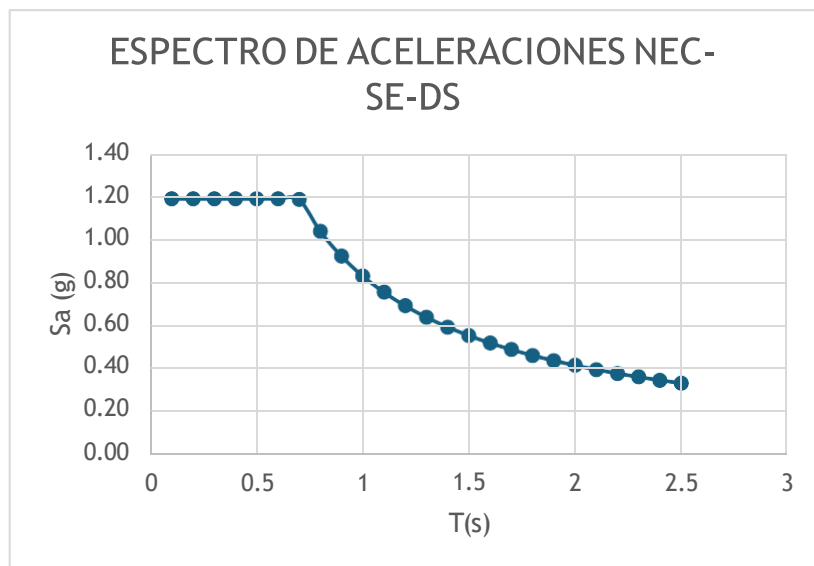
Se realiza un diseño para una cubierta inaccesible, en el que L_r posee un valor asignado a la carga que producen los trabajadores que realizaran la construcción y mantenimiento de la estructura de forma ocasional.

2.12 Carga sísmica

El análisis de la carga sísmica se realiza al considerar diversos aspectos, tales como: periodo de retorno seleccionado, aceleración máxima en roca esperada, respuesta de aceleraciones, respuesta de desplazamientos y comportamiento no lineal de los suelos. Estos factores se representan en el espectro sísmico de diseño, presentados en la Fig. 15

Figura 15

Espectro de aceleraciones



Nota. Espectro de aceleraciones graficado usando las características de suelo del lugar de implantación. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados en la siguiente tabla:

Tabla 5*Niveles de amenaza sísmica*

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr(años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Nota. Clasificación de los sismos en función de su peligrosidad. Fuente: NEC-SE-DS

“Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

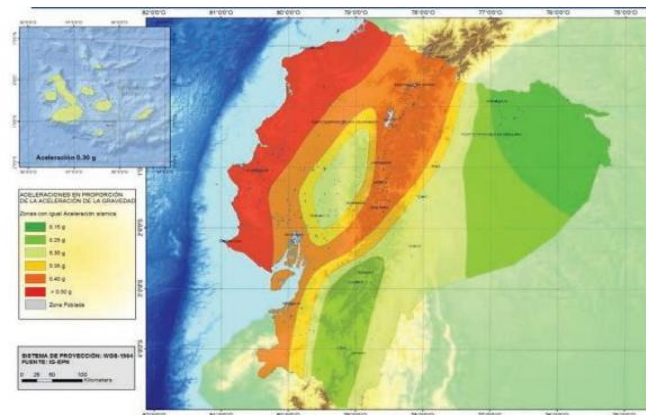
En base a la Tabla 5, se determina que Ecuador y la zona Latinoamérica, se tendrá un nivel de sismo 3, el cual se clasifica como raro.

2.12.1 Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z

Se debe considerar la región y ciudad en la que se planea construir la cubierta, al ser un proyecto implantado en Quito en la Fig. 14 se determina que se encuentra en la zona naranja del mapa, caracterizada por ser una zona sísmica V, con un valor de Z de 0.40 y un peligro sísmico alto.

Figura 16

Mapa de zonificación Sísmica



Nota. Clasificación de las zonas sísmicas del Ecuador en función de su aceleración sísmica. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Tabla 6

Factor Z

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

Nota. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Para determinar la carga sísmica se utiliza la Ec. 2-15 propuesta por la NEC-SE-DS en la sección 6.3.2:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi P\phi E} W \quad \text{Ec. 2-15}$$

2.12.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fs y Fd

El tipo de suelo presente en el Sur de Quito es de tipo D, por lo que se determinarán los factores Fa, Fd, y Fs en base a las siguientes tablas:

De acuerdo con la NEC-SE-DS, el coeficiente F_a representa la amplificación de ordenadas del suelo en la zona de periodo corto, tomando en cuenta la amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones, tomando en cuenta los efectos de sitio, los valores del coeficiente F_a se encuentran representados en la Tabla. 7

Tabla 7

Factor F_a

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

Nota. Valores de F_a en función del tipo de suelo y zona sísmica. Fuente: NEC-SE-DS

“Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Analizando la Tabla 7 se ha determinado un factor $F_a=1.2$, correspondiente a las características previamente descritas. De acuerdo con la NEC-SE-DS, el coeficiente F_d representa la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos, al igual que el coeficiente F_a toma en cuenta los efectos de sitio, los valores del coeficiente F_d se encuentran representados en la Tabla. 8

Tabla 8

Factor F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota. Valores del factor F_d en función del tipo de suelo y zona sísmica. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Una vez analizada la Tabla 8 se ha determinado un factor $F_d=1.19$. De acuerdo con la NEC-SE-DS el coeficiente F_s representa el comportamiento no lineal de los suelos, el cual se ve afectado por la frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos del suelo.

Tabla 9

Factor F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota. Valores correspondientes al factor F_s en función del tipo de suelo y zona sísmica. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Finalmente, con la Tabla 9 se ha determinado un factor $F_s=1.28$. Se debe tomar en cuenta que el factor de amplificación espectral es variable, ya que se encuentra ligado a la región del Ecuador en la que se vaya a implantar el proyecto:

η : 1.80 Para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

η : 2.48 Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

η : 2.60 Para provincias del Oriente

Debido a que el proyecto se encuentra en Quito, el factor de amplificación que se utilizará es de h : 2.48

2.13 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Así mismo, en la NEC-SE-DS se presentan los factores de importancia que varían dependiendo del uso que se le vaya a dar a la estructura, con este factor se determina la capacidad operativa o daños que puede admitir una estructura luego de la ocurrencia de un sismo:

Tabla 10

Coeficiente de Importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospital, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Nota. Coeficiente de importancia en función de la clasificación en la que se encuentra una estructura. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

El objetivo del factor de importancia es el incremento de la demanda sísmica de diseño para estructuras, al tratarse de una cubierta su coeficiente de importancia es 1.00

2.14 Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación

Se hará uso de los coeficientes de reducción presentados por la NEC-SE-DS, para lograr una reducción en las fuerzas sísmicas de diseño se hace uso del factor R, el cual provee de suficiente resistencia y ductilidad a las edificaciones.¹⁰

Tabla 11

Factor de reducción R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados	2
Sitios de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, sitios y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto – portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleros	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Nota. El coeficiente de reducción presentado se utiliza para estructuras que no son edificaciones. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

La estructura que se diseñara es una nave industrial con perfiles de acero, a la cual le corresponde un coeficiente R de 3, el cual busca que la estructura tienda a deformarse elástica y plásticamente, aprovechando todas las propiedades del metal.

¹⁰ NEC-SE-DS: 9.3.7 Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las edificaciones

2.15 Estados límite de servicio

La estructura debe ser diseñada para tener una adecuada rigidez y limitar las deformaciones verticales de acuerdo con la tabla mostrada:

Tabla 12

Límites de deflexión

CONSTRUCCIÓN	L o Lr	S o W	d+L ^(d,g)
Elementos de techo: e			
Cielorraso revocado o estucado sustentador	//360	//360	//240
Cielorraso no revocado sustentador	//240	//240	//180
Cielorraso no sustentador	//180	//180	//120
Elementos de piso	//360	-	//240
Muros exteriores:			
Con acabados de revoque o estuco	-	//360	-
Con otros acabados rígidos	-	//240	-
Con acabados flexibles	-	//120	-
Tabiques internos: b			
Con acabados de revoque o estuco	//360	-	-
Con otros acabados rígidos	//240	-	-
Con acabados flexible	//120	-	-
Edificaciones rurales	-	-	//180
Invernaderos	-	-	//120

Nota. Para determinar los estados límites de servicio se toma en cuenta el tipo de construcción de la estructura por su tipo de construcción. Fuente: International Building Code 2018

Se tiene en cuenta que el diseño de la estructura es sobre una cubierta metálica, caso para el cual se debe dividir la carga L o Lr sobre 180, para el análisis de las cargas S o W, la deformación vertical máxima debe ser su correspondiente valor sobre 180, el límite de servicio para carga muerta es L/120.

Las deformaciones verticales máximas se obtendrán a través del modelamiento de las cargas en el programa SAP2000, dichos resultados serán comparados con los límites

establecidos por la tabla, de esta forma se concluirá si la deriva vertical se encuentra controlada, en caso de superar este límite, se debe hacer un rediseño.

La deriva de piso de acuerdo con la NEC-SE-DS se encuentra delimitada por distintos valores de diseño, por lo que la deriva máxima no deberá exceder a los límites de la deriva inelástica, al tratarse de una cubierta metálica la deriva no deberá ser superior al 2%, la deriva máxima puede ser representada como un porcentaje con relación a la altura de piso.¹¹

Tabla 13

Derivas máximas admisibles

Estructuras de	ΔM máximo (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota. Desplazamiento horizontal máximo admisible para los diferentes tipos de estructuras que se pueden diseñar en Ecuador. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

¹¹ NEC-SE-DS: 4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

Figura 17

Derivas horizontales ASCE/SEI 7-16

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, Δ_s ^{a,b}

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}$ ^c	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} is the story height below level x.

^bFor seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Nota. La normativa internacional ASCE en su apartado SEI 7-16 proporciona una tabla para derivas de piso, las cuales se encuentran categorizadas según el orden de importancia de la estructura. Fuente: ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

En la norma ASCE se toma importancia a la estructura que se está utilizando, en comparación con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, esta norma es más estricta.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

Se hará una investigación tipo cascada, en la cual todas las actividades se encuentran vinculadas, de manera que es necesario finalizar una antes de comenzar con la otra, siendo las fases del proyecto las siguientes:

Investigación del diseño de estructuras metálicas, una vez realizada la investigación, información con la que se realizará la elaboración del diseño para la cubierta metálica con la guía del docente tutor, en conjunto se empezará a realizar los planos correspondientes al proyecto.

Con los planos realizados se procede a la descarga y manejo del programa SAP2000, en el cual se hará la modelación del proyecto para verificar su funcionalidad, datos con los que se verificará la existencia de errores señalados por el docente tutor.

Finalmente se hará una recopilación de datos que se incluirán en el documento de titulación, lo que conformará el primer borrador y se llevará a revisión para su presentación final.

3.2 Método

Se hará una investigación sobre estructuras metálicas, sobre los cuales se enfocará en el método LRFD, con lo que también se determinaran de mejor manera las cargas que afectaran a la estructura y con la utilización del software SAP 2000 para la modelación del proyecto se verificará su funcionalidad.

Se llevo a cabo la investigación sobre diseño de estructuras metálicas, considerando como los factores ambientales y de ubicación influyen en el proceso de diseño.

Posteriormente se realizó la descarga del programa SAP2000, el cual fue utilizado para realizar el modelo de la cubierta con el que se obtuvo las cargas necesarias para realizar el pre-diseño de los perfiles necesarios para armar la estructura, posteriormente se analizó los resultados obtenidos al aplicarse las cargas previamente cuantificadas.

Se realizó la cuantificación de materiales necesarios para la construcción de la cubierta una vez se han cumplido los estados límites de servicio establecidos por la ASCE/SEI 7-16 y la NEC-15. Una vez determinadas las características de la estructura metálica se realizaron los planos correspondientes a la estructura y el presupuesto en el que se estima el precio que tendrá el proyecto, tomando en cuenta que los valores están sujetos a cambios si se produce un cambio en los perfiles elegidos para la estructura.

CAPÍTULO IV

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

4.1 Dimensionamiento

Se realizará el pre-dimensionamiento de la estructura, para ello se ha determinado la altura de las columnas, la luz e inclinación de la cubierta para el primer modelo, de ser necesario estas características serán modificadas, la determinación de la prevalencia o cambio del primer modelo se hará en base a los resultados obtenidos por el programa SAP2000.

Para el diseño de la estructura se conoce que se ubicara en una cancha de uso múltiple de 25mx12.90m, la luz de su pórtico principal es de 12.00 m, por lo que para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales se utilizaran las siguientes características: tendrá un espaciamiento entre pórticos de 5 m, con una altura de columnas de 6 m y una altura total de 7.50m con una pendiente del 25%, una inclinación propuesta de 14° y con una cubierta inaccesible. Se realizará el diseño para la mitad de la estructura ya que se trata de una estructura simétrica.

4.2 Cargas aplicadas

El peso propio de los elementos se encuentra calculado por el programa SAP2000, para el diseño de la cubierta se utilizará un PANEL AR-2000 de NOVACERO, en la siguiente tabla se detalla las características del panel elegido, en dichas tablas también se puede especificar la carga critica puntual (kg) y carga critica distribuida (kg/m²) en función de la longitud de la cubierta y espesor de esta.

Tabla 14*Panel AR-2000*

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS AR 2000					
Ancho útil (mm)			1040		
Altura de onda (mm)			37		
Espesores (mm)	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
Separación entre apoyos (m)	1.34	1.69	2.06	2.30	2.61
Peso (kg/m ²)	3.03	3.49	3.95	4.41	5.33

Nota. Tabla de especificaciones del panel AR-2000 obtenido del catálogo de

NOVACERO. Fuente: NOVACERO

Por razones de aproximación se utilizará un peso de 4 kg/m² para un espesor de 0.40 mm, para la carga que producen las instalaciones se hará uso de una carga de 13 kg/m²

4.2.1 Carga viva

Para determinar el valor correspondiente a la carga viva se usa la tabla 9 de la NEC-SE-CG Carga Viva, de acuerdo con el tipo de estructura que se va a realizar se escoge un valor de 0.70 kN/m², correspondiente a la sección de cubiertas planas, inclinadas y curvas, debido a que el proyecto se encuentra ubicado en Quito, ciudad que se encuentra a 2850 msnm la reducción de carga viva no es admisible.

4.2.2 Carga muerta

Para determinar el valor correspondiente a la carga muerta inicial se tomarán en cuenta solo las cargas correspondientes al panel y la carga asumida de las instalaciones.

En la siguiente tabla se encuentra descrito los valores por carga muerta que serán utilizados en el pre-diseño:

Tabla 15

Carga muerta prediseño

ELEMENTO	UNIDAD
Instalaciones	13 kg/m ²
Steel panel	4 kg/m ²
Carga muerta Total	17.00 kg/m ²

Nota. Valores asumidos para el pre-diseño correspondientes a la carga muerta. Elaborado por: La autora.

4.2.3 Carga de viento

Utilizando los parámetros de diseño dispuestos por la NEC-SE-CG se obtuvo las cargas de viento producidas por barlovento y sotavento que actuaran en la cubierta.

Se ha determinado que la estructura estará implantada en una zona de obstrucción baja, categoría “B”, al que le corresponde un coeficiente de corrección (σ) de 0.88 luego de realizar una interpolación debido a la altura de la estructura, la velocidad de viento mínima propuesta por la NEC de 21 m/s.

Para determinar los valores correspondientes a la velocidad corregida del viento (V_b), área colaborante, cargas puntuales (C_{pv}) y distribuidas (C_{dv}) en columnas centrales y de borde, vigas centrales y de borde, presión del viento (P) para lo cual se hará uso de las ecuaciones descritas en la sección velocidad corregida.

Para determinar la carga de viento se utilizó los datos definidos previamente en la sección de dimensionamiento, al calcular la velocidad corregida de viento el coeficiente de corrección varia si se analiza por barlovento o sotavento.

Reemplazando en la Ec.2-9 los valores previamente definidos se determinan que la velocidad corregida del viento es:

$$Vb = 21 \frac{m}{s} * 0.88 = 18.48 \frac{m}{s}$$

Para determinar el valor correspondiente a C_e se usa la tabla presentada en la tesis de Patricio G. Caguano Torres (p.51).

Tabla 16

Coeficiente de entorno (C_e)

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	2.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.31	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.2
Terreno abierto sin obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Nota. Coeficiente de entorno en función de la ubicación de la edificación y su altura con respecto al nivel del mar. Fuente: Tesis de Patricio G. Caguano Torres, UPS (2017).

La altura total de la estructura es de 7.50 m, se encuentra los valores correspondientes a estructuras de 5m y 10m para una zona urbana, por lo tanto, se le asigna un C_e de 1.63

Para determinar el valor correspondiente a C_f en base a la tabla propuesta por la NEC-SE-CG tabla 7 y para C_e se toma el valor máximo existente a sotavento, utilizando la Ec.2-10 se determinó la presión del viento a barlovento actuante en las columnas:

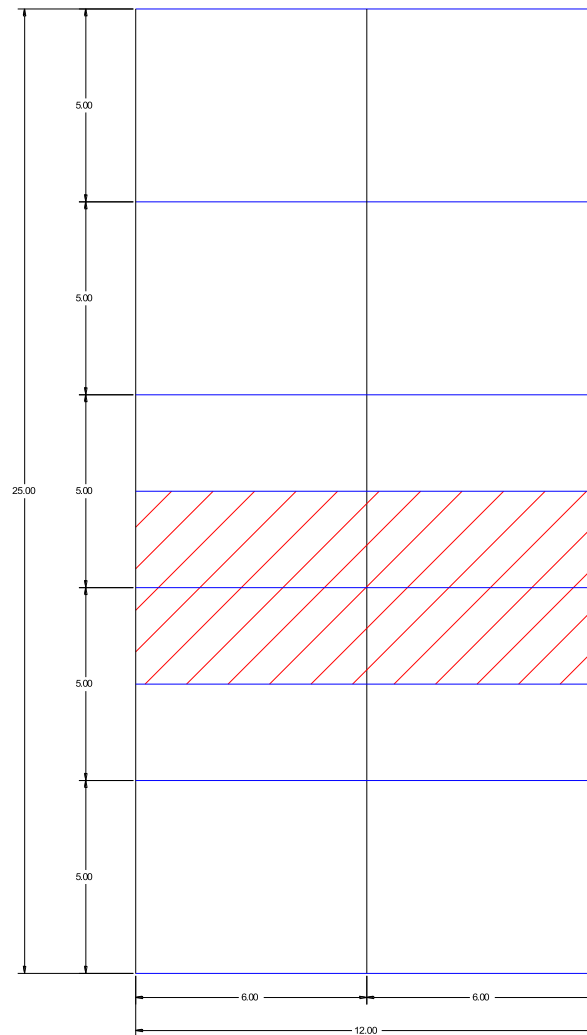
$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(18.48 \frac{m}{s}\right)^2 * 1.63 * 0.80 = 278.33 \frac{N}{m^2}$$

$$P = 28.39 \frac{kg}{m^2}$$

Para determinar la carga de viento en las columnas centrales se hará uso de los siguientes datos:

Figura 18

Influencia del viento en la sección central de la cubierta



Nota. Influencia del viento en pórticos y columnas centrales vista en planta. Elaborado por: La autora.

Ancho colaborante (ach): 5m

Hcolumn: 6m

Se determina el área colaborante en función de la Ec.2-13

$$\text{Área colaborante} = 5m * 6m = 30 m^2$$

Utilizando las ecuaciones 2-11, 2-12 se determinará la carga puntual de viento (C_{pv}) y la carga distribuida de (C_{dv}) respectivamente:

Resultados obtenidos utilizando la Ec. 2-11:

$$C_{pv} = 30 m^2 * 28.39 \frac{kg}{m^2} = 851.69 kg$$

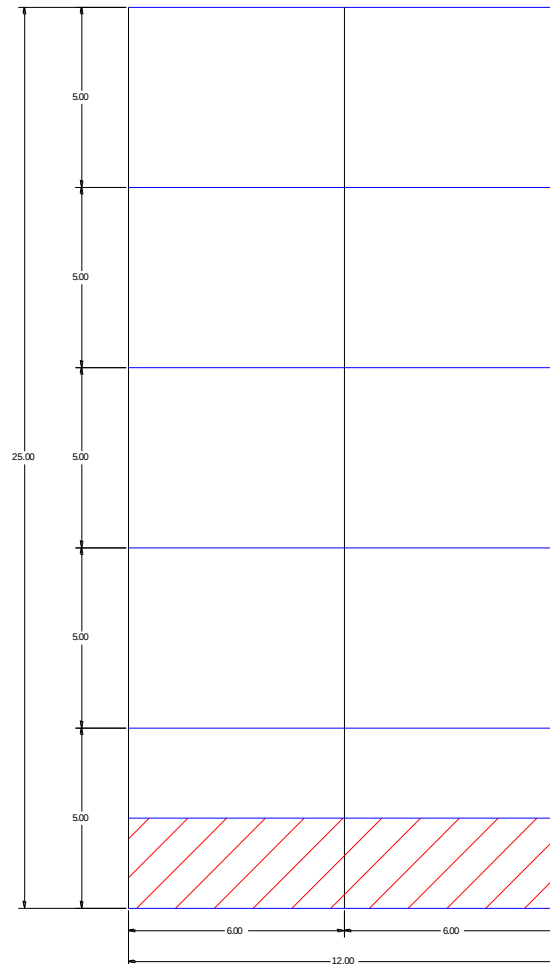
Resultados obtenidos utilizando la Ec. 2-12:

$$C_{dv} = \frac{851.69 kg}{6m} = 141.95 \frac{kg}{m}$$

El procedimiento por seguir para obtener la carga de viento en columnas de borde es similar, de manera que se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 19

Influencia del viento en el borde de la estructura



Nota. Vista en planta de la influencia del viento en columnas de borde y extremos de la cubierta. Elaborado por: La autora.

Ancho colaborante: 2.5 m

Hcolumna: 6m

Área colaborante en función de la Ec. 2-13:

$$\text{Área colaborante} = 15 \text{ m}^2$$

Resultados obtenidos utilizando la Ec. 2-11:

$$Carga\ de\ viento\ puntual = 425.85\ kg$$

Resultados obtenidos utilizando la Ec. 2-12:

$$Carga\ de\ viento\ distribuida = 70.97\ \frac{kg}{m}$$

De acuerdo con las características de la estructura y su ubicación le corresponde un Cf a barlovento de +0.30 y a sotavento de -0.60, ya que la inclinación de la cubierta es de 14°, utilizando la Ec. 2-10 se obtuvo:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * 1.63 * 0.3 = 104.37 \frac{N}{m^2}$$

$$P = 10.65 \frac{kg}{m^2}$$

Con la presión del viento que actuara sobre las vigas, se determina su carga de viento correspondiente.

Carga de viento actuando en una viga central.

Ancho colaborante: 5 m

Hviga: 6 m

Área colaborante en función de la Ec. 2-13:

$$Área\ colaborante = 30.00\ m^2$$

Carga puntual de viento obtenida al utilizar la Ec. 2-11:

$$Carga\ de\ viento\ puntual = 319.38kg$$

Utilizando la Ec. 2-12 se determinará la carga de viento distribuida:

$$Carga\ de\ viento\ distribuida = 53.23\ \frac{kg}{m}$$

Carga de viento actuante para una viga de borde.

Ancho colaborante: 2.5 m

Hviga: 6 m

Área colaborante en función de la Ec 2-13:

$$\text{Área colaborante} = 15.00 \text{ m}^2$$

Carga puntual de viento utilizando la Ec. 2-11:

$$\text{Carga de viento puntual} = 159.69 \text{ kg}$$

Utilizando la Ec. 2-12 se determinará la carga de viento distribuida:

$$\text{Carga de viento distribuida} = 26.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Se determinará la carga de viento para sotavento, para este parámetro el Cf cambia a -0.6, con el cambio de valor para Cf se obtiene una nueva presión de viento, utilizando la Ec. 2-10:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1.63 * -0.6 = -208.75 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$P = -21.29 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La presión de viento calculada será la que estará actuando en las vigas centrales y de borde.

Carga de viento actuando en una viga central.

Ancho colaborante: 1.2 m

Hviga: 6 m

Área colaborante en función de la Ec. 2-13:

$$\text{Área colaborante} = 7.20 \text{ m}^2$$

Carga puntual de viento utilizando la Ec. 2-11:

$$\text{Carga de viento puntual} = -153.20 \text{ kg}$$

Utilizando la Ec. 2-12 se determinará la carga de viento distribuida:

$$\text{Carga de viento distribuida} = -25.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga de viento actuante para una viga de borde.

Ancho colaborante: 0.60 m

Hviga: 6 m

Área colaborante en función de la Ec- 2-13:

$$\text{Área colaborante} = 3.60 \text{ m}^2$$

Carga puntual de viento utilizando la Ec. 2-11:

$$\text{Carga de viento puntual} = -76.65 \text{ kg}$$

Utilizando la Ec. 2-12 se determinará la carga de viento distribuida:

$$\text{Carga de viento distribuida} = -12.78 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

En las siguientes tablas se presenta un resumen de los resultados obtenidos al analizar las cargas por sotavento y barlovento.

Tabla 17*Carga por Barlovento*

COLUMNAS	P. VIENTO (kg/m²)	PUNTUAL (kg)	DISTRIBUIDA (kg/m)
Central	28.39	851.69	141.95
Borde	28.39	425.85	70.97
VIGAS	P. VIENTO (kg/m²)	PUNTUAL (kg)	DISTRIBUIDA (kg/m)
Central	10.65	76.65	12.78
Borde	10.65	38.33	6.39

Nota. Influencia por barlovento en columnas y vigas centrales y de borde respectivamente.

Elaborado por: La autora.

Tabla 18*Carga por Sotavento*

COLUMNAS	P. VIENTO (kg/m²)	PUNTUAL (kg)	DISTRIBUIDA (kg/m)
Central	-21.29	-638.77	-106.46
Borde	-21.29	-53.23	-53.23
VIGAS	P. VIENTO (kg/m²)	PUNTUAL (kg)	DISTRIBUIDA (kg/m)
Central	-21.29	-153.30	-25.55
Borde	-21.29	-76.65	-12.78

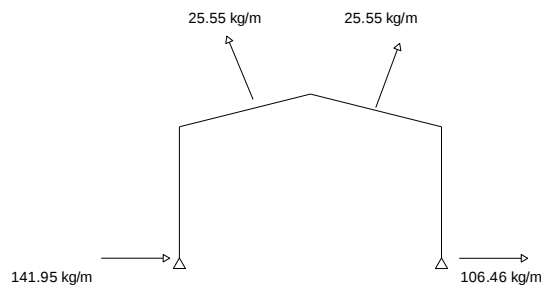
Nota. Influencia por sotavento en columnas y vigas centrales y de borde respectivamente.

Elaborado por: La autora.

En las siguientes figuras se establece como será la influencia del viento por sotavento y barlovento en las columnas y vigas centrales de la estructura.

Figura 20

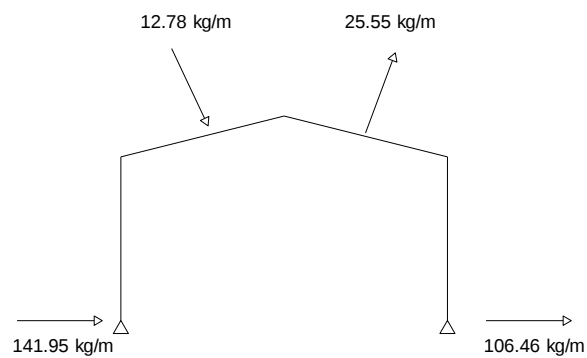
Influencia del viento 1



Nota. Aplicación de las cargas de viento previamente obtenidas aplicadas en uno de los pórticos de la estructura. Elaborado por: La autora.

Figura 21

Influencia del viento 2



Nota. Aplicación de las cargas de viento previamente obtenidas aplicadas en uno de los pórticos de la estructura. Elaborado por: La autora.

4.2.4 Carga de granizo

Para determinar la carga de granizo se establece que la cubierta tendrá una pendiente menor al 15%, con una acumulación de granizo de 5 cm, estas características serán utilizadas en la Ec. 2-14

$$S = \gamma_s * H_s$$

$$S = 1000 \frac{kg}{m^3} * 0.05m$$

$$S = 50 \frac{kg}{m^2}$$

4.2.5 Carga sísmica

Para obtener el espectro de aceleraciones que presenta la NEC-SE-DS se puede realizar en una tabla de Excel o se puede obtener del programa SAP200, con fines académicos se ha realizado una comparación de los espectros de aceleraciones obtenidos al utilizar la NEC-15, NEC-24 y SAP2000.

Para elaborar el espectro de aceleraciones utilizando la NEC-15 es necesario considerar los parámetros que se han resumido en la siguiente tabla:

Tabla 19

Espectro de aceleraciones NEC-15

Periodo (s)	Elástico (Sa)	Inelástico
0	1.190	0.397
0.1	1.190	0.397
0.2	1.190	0.397
0.3	1.190	0.397
0.4	1.190	0.397
0.5	1.190	0.397
0.6	1.190	0.397
0.7	1.187	0.396
0.8	1.039	0.346

0.9	0.923	0.308
1	0.831	0.277
1.1	0.756	0.252
1.2	0.693	0.231
1.3	0.639	0.213
1.4	0.594	0.198
1.5	0.554	0.185
1.6	0.519	0.173
1.7	0.489	0.163
1.8	0.462	0.154
1.9	0.437	0.146
2	0.416	0.139
2.1	0.396	0.132
2.2	0.378	0.126
2.3	0.361	0.120
2.4	0.346	0.115
2.5	0.332	0.111

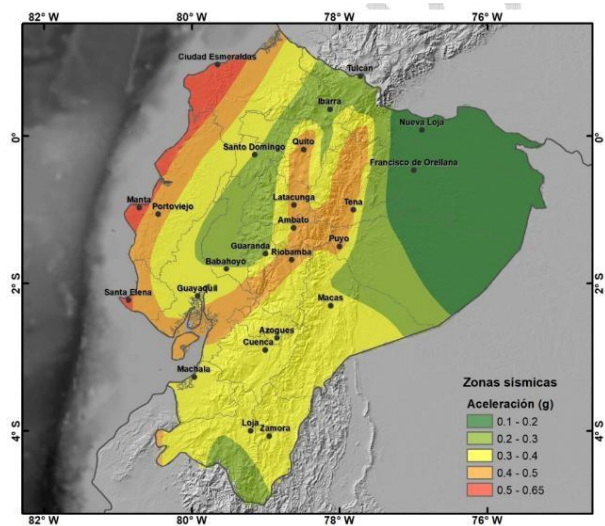
Nota. Aceleración producida en función de las características de suelo previamente descritas. Elaborado por: La autora.

De acuerdo con el modelo presentado en la NEC-24 de diseño sismo resistente se obtiene un nuevo espectro de aceleraciones, ya que se presenta un cambio en los factores F_a , F_d y F_s .

En la Fig. 20 se presenta el nuevo mapa de zonificación sísmica, en el que la categoría de riesgo se define a partir del coeficiente Z , el cual se obtiene en función de la provincia, cantón, parroquia y población en el que se ubicara el proyecto.

Figura 22

Mapa de zonificación sísmica NEC-24



Nota. Mapa de zonificación sísmica presentado en el borrador de la NEC-24. Fuente: Borrador NEC-24

En el borrador de la NEC-24 para Diseño Sismo resistente el coeficiente de amplificación del suelo (F_a) con el que se está trabajando a variado pasando de 1.2 a 1.0

Tabla 20

Factor F_a NEC-24

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	III	IV	V
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.4	1.3	1.23	1.19	1.13
D	1.6	1.4	1.25	1.14	1.0
E	1.8	1.4	1.1	0.9	0.62

Nota. Factor F_a redefinido en el borrador de la NEC-24. Fuente: Borrador NEC-24

En el caso del coeficiente de espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d) con el que se está trabajando pasa de 1.19 a 1.0

Tabla 21

Factor F_d NEC-24

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	III	IV	V
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.36	1.28	1.15	1.08	1.0
D	1.62	1.45	1.28	1.15	1.0
E	2.1	1.75	1.65	1.52	1.36

Nota. Factor F_d redefinido en el borrador de la NEC-24. Fuente: Borrador NEC-24

En el caso del coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s) se presenta una variación, pasando de 1.28 a 1.44

Tabla 22

Factor F_s NEC-24

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	III	IV	V
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.06	1.17	1.28
D	1.02	1.06	1.19	1.32	1.44
E	1.5	1.6	1.8	1.94	2.09

Nota. Factor F_s redefinido en el borrador de la NEC-24. Fuente: Borrador NEC-24

Es importante señalar que en el borrador de la NEC-24 DS para calcular el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) ya no utiliza el valor de la relación de amplificación espectral que se asignaba dependiendo de la ubicación del proyecto, en este

nuevo borrador para calcular el S_a se multiplica los factores correspondientes a Z y F_a por un factor de 2.4

De forma que el nuevo espectro de aceleraciones para la NEC-24 cambia la forma en que se determina la aceleración, ya que esta se determina por el período fundamental de vibración (T) con respecto al período de control (T_c), el período en el que inicia la zona de aceleración (T_0) y el período correspondiente a la intersección de la zona de velocidad espectral constante y desplazamiento espectral constante (T_l), con lo que se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 23

Espectro de aceleraciones borrador NEC-24

Periodo (s)	Elástico (S_a)	Inelástico
0	0.400	0.133
0.1	0.789	0.263
0.2	0.960	0.320
0.3	0.960	0.320
0.4	0.960	0.320
0.5	0.960	0.320
0.6	0.960	0.320
0.7	0.889	0.296
0.8	0.778	0.259
0.9	0.691	0.230
1	0.622	0.207
1.1	0.566	0.189
1.2	0.518	0.173
1.3	0.479	0.160
1.4	0.444	0.148
1.5	0.415	0.138
1.6	0.389	0.130
1.7	0.366	0.122
1.8	0.346	0.115
1.9	0.327	0.109
2	0.311	0.104
2.1	0.296	0.099
2.2	0.283	0.094
2.3	0.270	0.090
2.4	0.259	0.086

2.5	0.249	0.083
-----	-------	-------

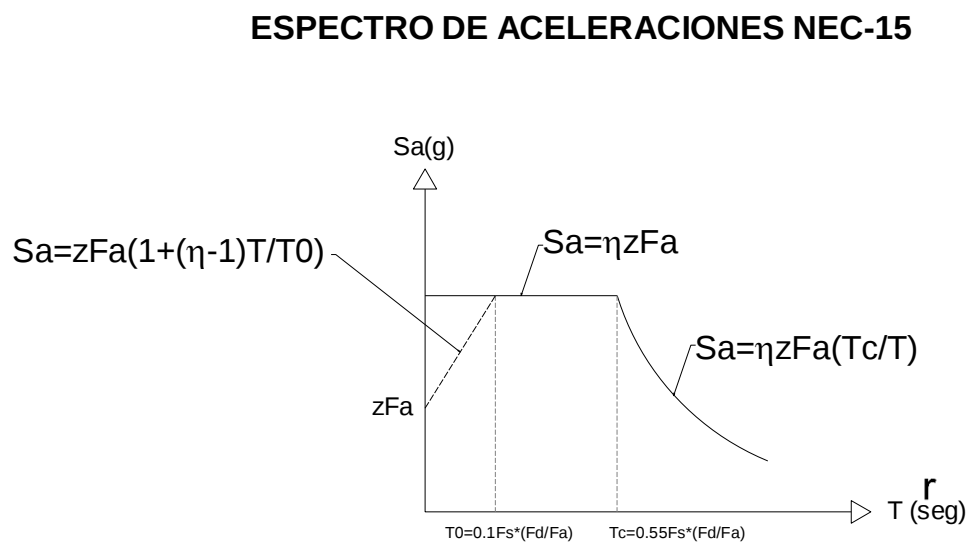
Nota. Aceleración producida en función de las características de suelo previamente descritas, con el cambio de factores F_a , F_s y F_d presentados en el borrador de la NEC-24.

Fuente: Borrador NEC-24.

A continuación, se realizó una comparación entre los espectros de aceleraciones presentados en la NEC-15 y NEC-24.

Figura 23

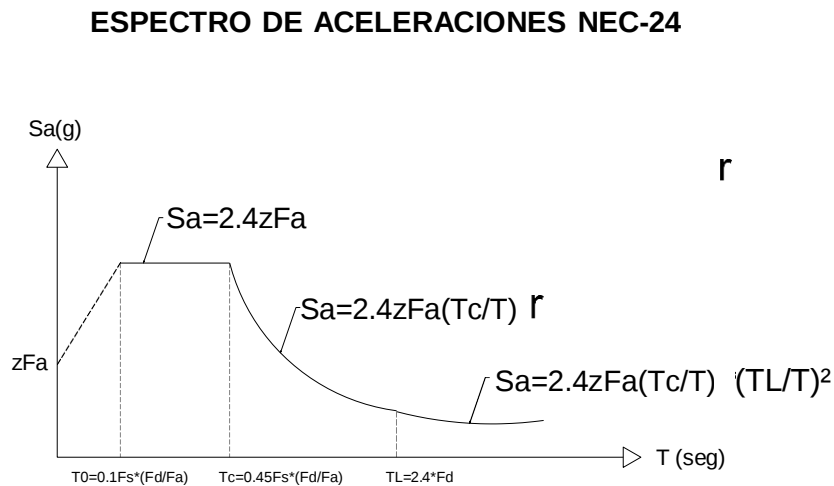
Espectro de aceleraciones NEC-15



Nota. Espectro de aceleraciones que se encuentra bajo la influencia del lugar de implantación del proyecto. Fuente: NEC-SE-DS “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”

Figura 24

Espectro de aceleraciones del borrador NEC-24

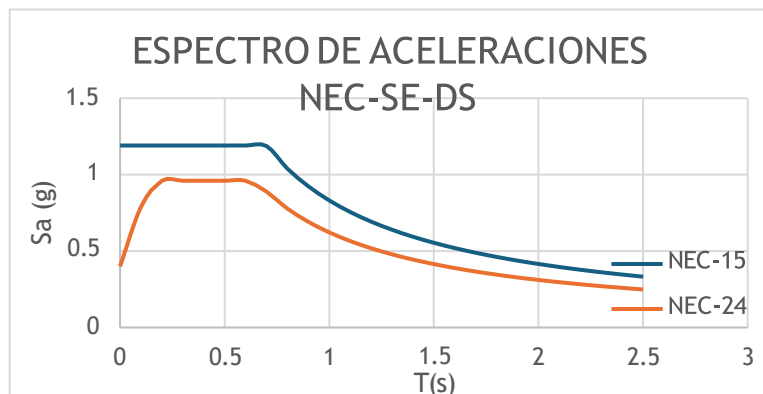


Nota. Modificación del espectro de aceleración debido a la influencia del factor 2.4 en el cálculo de aceleraciones. Fuente: Borrador NEC-24

De acuerdo con los datos obtenidos se realizó una comparación entre los espectros de respuesta, las gráficas realizadas en Excel se muestran en la Figura 25

Figura 25

Comparación de espectros de aceleraciones



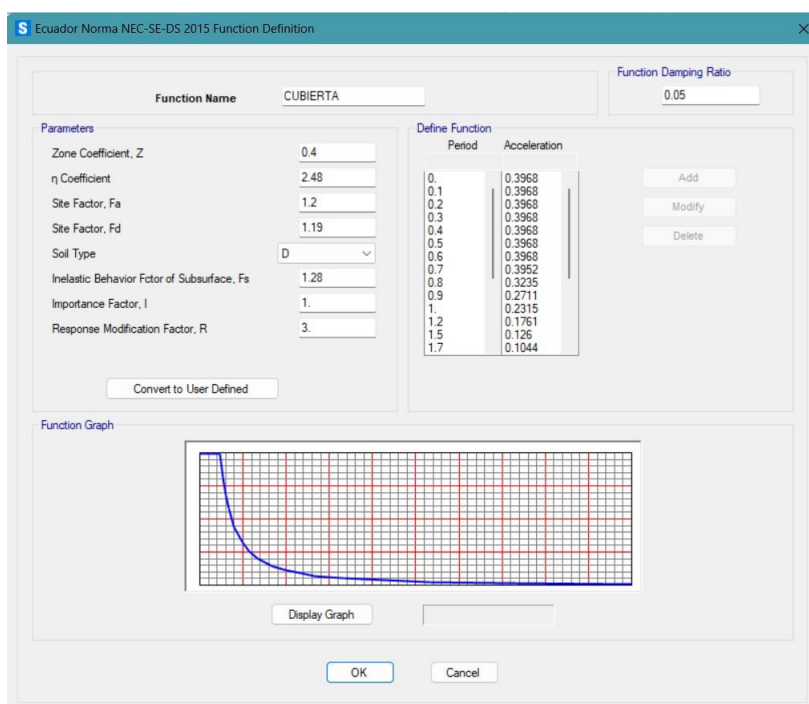
Nota. Comparación entre los espectros de aceleraciones presentados en la NEC-15 y el borrador de la NEC-24. Elaborado por: La autora.

En los espectros presentados se puede apreciar como la aceleración en la que empieza el espectro corresponde a 1.20 Sa para la NEC-15 que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, tomando en cuenta el factor de la zona sísmica, el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura y los coeficientes Fa, Fd y Fs.

Mientras que la NEC-24, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa) es la representación de un periodo de retorno de 475 años y un 5% de amortiguamiento viscoso y al igual que la NEC-15 las ordenadas se expresan como fracción de la gravedad, empezando en 0.4.

Figura 26

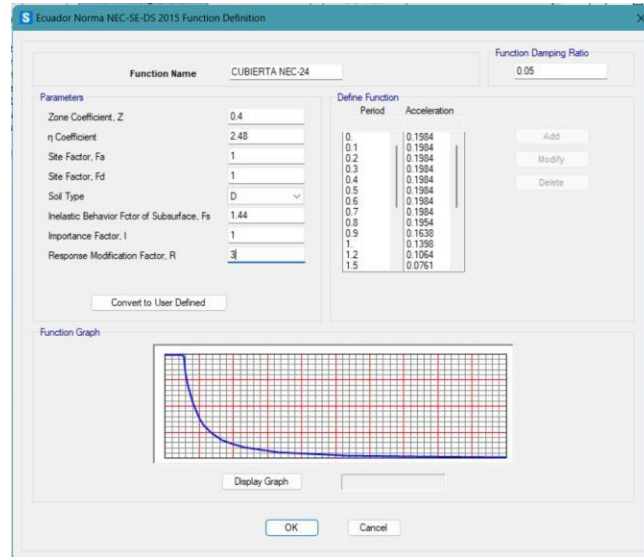
Espectro de aceleraciones SAP2000, NEC-15



Nota. Para obtener el espectro de respuesta en SAP2000 se utilizan los datos correspondientes a la NEC-15. Elaborado por: La autora.

Figura 27

Espectro de aceleraciones SAP2000, NEC-24



Nota. Espectro de respuesta en SAP2000 utilizando los datos correspondientes al borrador NEC-24. Elaborado por: La autora.

Se puede observar como las gráficas son similares entre la NEC-15 y SAP 2000, esto se debe al factor de modificación “R”, ya que, en el modelo diseñado en Excel, se utiliza un factor “r” el cual depende de la ubicación geográfica del proyecto, el mismo que se realiza en Quito, el cual cuenta con un suelo tipo D, por lo que se asigna un valor de $r=1.0$, mientras que en el programa SAP2000 el factor de modificación $R=3$ ya que, corresponde a un pórtico resistente a momento, que se encuentra en la categoría de sistemas estructurales de ductilidad limitada.

En la Fig. 26 y en la Fig. 27 se puede apreciar como los espectros de aceleración son similares, sin embargo, su aceleración es distinta esto se debe al cambio existente en los factores F_a , F_d y F_s . Utilizando la Ec. 2-15 para cortante basal se obtuvo:

$$V = \frac{1 * 2.48 * 0.4 * 1.2}{3 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.3968W$$

$$V = 0.3968 * 20.67 \frac{kg}{m^2}$$

$$V = 8.20 \frac{kg}{m^2}$$

4.3 Combinaciones de carga

Para el diseño de la estructura se utiliza el método LRFD, el cual consiste en la mayoración de cargas, para ello en la siguiente tabla se presenta un resumen de las fuerzas que estarán actuando en la estructura.

Tabla 24

Cargas actuantes en la estructura

Fy 36 ksi	Fu 58 ksi
Carga muerta	17.00 kg/m ²
Carga viva (Lr)	71.38 kg/m ²
Carga de granizo	50 kg/m ²
Carga de viento	28.39 kg/m ²
Carga por sismo	8.20 kg/m ²

Nota. Cargas que actuarán sobre la estructura y con las que se determinarán los perfiles necesarios para la misma. Elaborado por: La autora.

Para determinar el valor de carga ultima que se utilizara se hace uso de las ecuaciones descritas en el capítulo II y se selecciona como carga ultima al máximo valor obtenido.

Para las ecuaciones 2 y 4 se utiliza el mayor valor entre la carga Lr y de granizo, siendo este valor de 71.38 kg/m².

$$1 \quad U = 1.4 D$$

(Ec. 2-1)

$$U = 1.4 * 9.00 \frac{kg}{m^2}$$

$$U = 23.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$2 \quad U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ec. 2-2})$$

$$U = (1.2 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.6 * 0 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 71.38 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 56.09 \frac{kg}{m^2}$$

$$3 \quad U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ ó } 0.5W) \quad (\text{Ec. 2-3})$$

$$U = (1.2 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.6 * 71.38 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 0 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 134.61 \frac{kg}{m^2}$$

$$4 \quad U = 1.2 D + 1.0 W + L^* + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ec. 2-4})$$

$$U = (1.2 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.0 * 28.39 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 0 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 71.38 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 84.48 \frac{kg}{m^2}$$

$$5 \quad U = 1.2 D + 1.0 E + L^* + 0.2 S \quad (\text{Ec. 2-5})$$

$$U = (1.2 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.0 * 8.20 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 0 \frac{kg}{m^2}) + (0.2 * 50 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 38.60 \frac{kg}{m^2}$$

$$6 \quad U = 0.9 D + 1.0 W \quad (\text{Ec. 2-6})$$

$$U = (0.9 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.0 * 28.39 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 43.69 \frac{kg}{m^2}$$

$$7 \quad U = 0.9 D + 1.0 E \quad (\text{Ec. 2-7})$$

$$U = (0.9 * 17.00 \frac{kg}{m^2}) + (1.0 * 8.20 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 23.50 \frac{kg}{m^2}$$

De acuerdo con la NEC-SE-CG para las combinaciones 3, 4 y 5 la carga L será de 0.5 kN/m² si L_r es menor o igual a 4.8 kN/m², debido a la ubicación de la estructura no se permite una reducción de la carga viva. En base a los valores obtenidos se determinó que el valor de carga ultima (C_u) debido a las combinaciones de carga se encuentra en la ecuación 3, la cual tiene un valor de 134.61 kg/m²

CAPÍTULO V

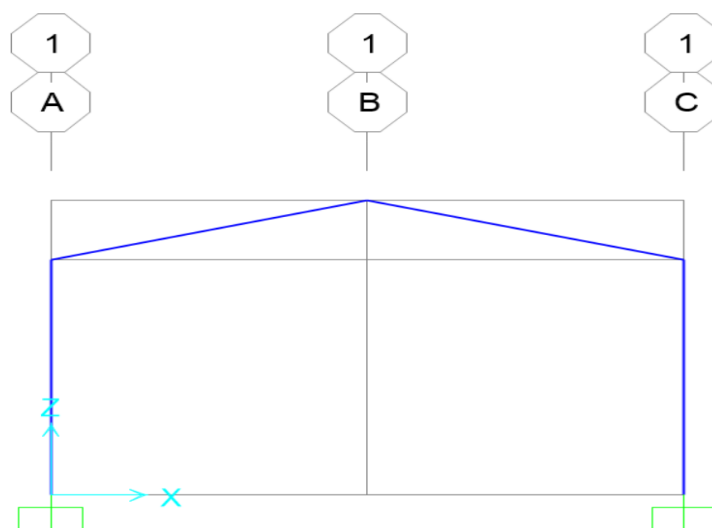
DEFINICIÓN DE PERFILES Y MODELO EN SAP2000

5.1 Elementos de la cubierta

Para realizar el diseño de los elementos de la cubierta se realizará un pre-dimensionamiento, para el cual se ingresarán los datos de altura pre-establecida de la cubierta y la luz que tendrá la estructura en el programa SAP 2000

Figura 28

Prediseño de la cubierta



Nota. Configuración de la estructura vista frontal. Elaborado por: La autora.

Ya que se realiza un pre-diseño, para evitar que el programa considere el peso específico del material, se modifica al valor de 0.

Figura 29

Peso específico del acero

Nota. Definición del peso específico del acero en 0 (cero) para que el programa analice solamente las cargas previamente cuantificadas. Elaborado por: La autora.

Para determinar la carga uniformemente distribuida por metro lineal se utiliza la Ec. 5-1, en la cual se considera un 10% adicional a la carga máxima calculada correspondiente al peso de los elementos.

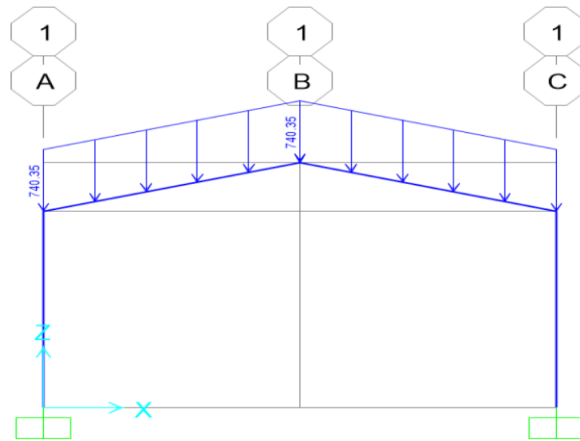
$$C_{u_m_lineal} = U * Ancho\ colaborante \quad \text{Ec. 5-1}$$

$$C_{u_m_lineal} = (134.61 \frac{kg}{m^2} * 1.1) * 5m$$

$$C_{u_m_lineal} = 740.35 \frac{kg}{m}$$

Figura 30

Aplicación de cargas

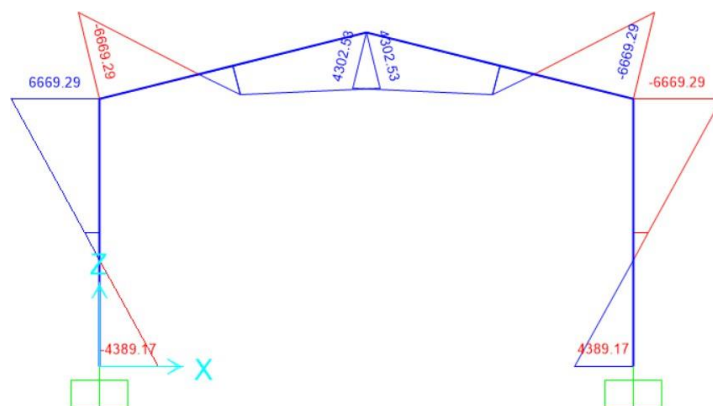


Nota. Aplicación de la carga última obtenido sobre la cubierta. Elaborado por: La autora.

Cuando se aplica la carga última calcula, se obtienen los siguientes valores para momento y para cortante respectivamente.

Figura 31

Diagrama de momento

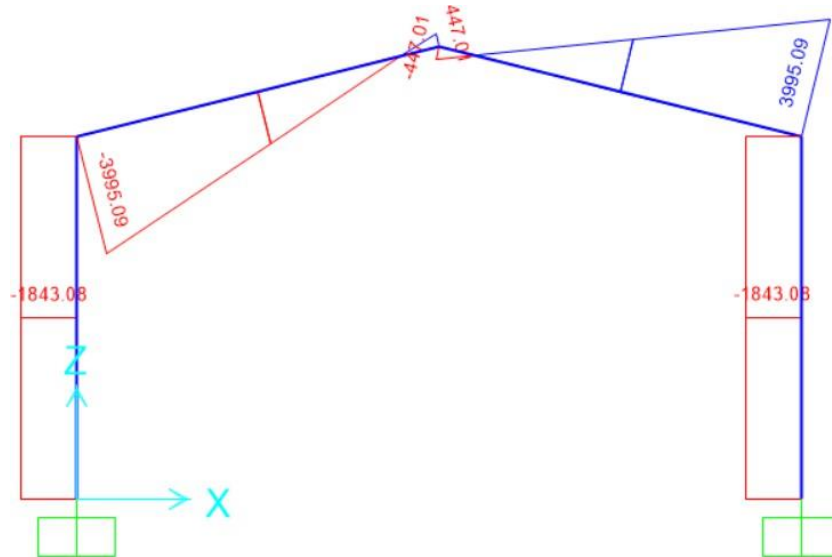


Nota. Valores entregados por el programa SAP2000 cuando se aplicó la carga última.

Elaborado por: La autora.

Figura 32

Diagrama de cortante



Nota. Fuerzas generadas en la estructura bajo la influencia de la carga última calculada.

Elaborado por: La autora.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los valores obtenidos que se utilizarán para determinar los perfiles que se utilizarán en la estructura, para ello se asume un acero A36 al cual le corresponde un límite de fluencia (F_y) 2530 kg/cm² y una resistencia ultima (F_u) 4077.80 kg/cm².

Tabla 25

Valores máximos de momento y cortante

CARGA	UNIDAD
Momento último	6669.29 kg*m
Cortante último	3995.09 kg

Nota. Valores máximos entregados por el programa SAP2000 correspondientes a momento y cortante. Elaborado por: La autora.

5.2 Diseño de elementos de la cubierta

5.2.1 Diseño de diagonales

Para determinar el perfil que se utilizara para las diagonales es necesario conocer el área, para ello se determina con la Ec. 4-2

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{Vu}{\phi * Fy}$$

$$A = \frac{3995.09 \text{ kg}}{0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 1.75 \text{ cm}^2$$

Para las diagonales se utilizarán perfiles tipo L, el cual será elegido del catálogo de perfiles de DIPAC, por lo que para una primera aproximación se utilizará el perfil L30x4 el cual presenta las siguientes características:

Tabla 26

Perfil para las diagonales principales

PERFIL							L30x4												
Dimensiones (mm)			Masa (kg/m)	A (cm2)	d1 (cm)	d2 (cm)	Án. (°)	Eje x-x			Eje y-y			Eje u-u			Eje v-v		
h (mm)	b (mm)	e (mm)						Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Iu (cm4)	Wu (cm3)	ru (cm)	Iv (cm4)	Wv (cm3)	rv (cm)
30	30	4	1.65	2.10	0.85	0.95	45.00	1.76	0.86	0.91	1.76	0.86	0.91	2.93	1.38	1.18	0.58	0.55	0.52

Nota. Características del perfil L30x4. Fuente: DIPAC

5.2.2 Diseño parte interna de las columnas

Para determinar el perfil que se utilizara para los elementos internos de las columnas es necesario conocer el área, para ello se determina con la Ec. 5-2

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{Vu}{\phi * Fy}$$

$$A = \frac{3995.09 \text{ kg}}{0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 1.75 \text{ cm}^2$$

Para las diagonales se utilizarán perfiles tipo L, el cual será elegido del catálogo de perfiles de DIPAC, por lo que para una primera aproximación se utilizará el perfil L 30x4, el cual presenta las siguientes características:

Tabla 27

Perfil para la sección interna de las columnas

PERFIL							L 30x4												
Dimensiones (mm)			Masa (kg/m)	A (cm2)	d1 (cm)	d2 (cm)	Án. (°)	Eje x-x			Eje y-y			Eje u-u			Eje v-v		
h (mm)	b (mm)	e (mm)						ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	ly (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	lu (cm4)	Wu (cm3)	ru (cm)	lv (cm4)	Wv (cm3)	rv (cm)
30	30	4	1.65	2.10	0.95	0.95	45.00	1.76	0.86	0.91	1.76	0.86	0.91	2.93	1.38	1.18	0.58	0.55	0.52

Nota. Características del perfil L30x4. Fuente: DIPAC

5.2.3 Diseño de cordones superiores e inferiores

Para determinar el perfil que se utilizara para los cordones superiores e inferiores es necesario conocer el área, para ello se determina con la Ec. 5-2 y la Ec. 5-3

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Ec. 5-2}$$

$$M = F * d \quad \text{Ec. 5-3}$$

$$M = F * d$$

$$F = \frac{Mu}{d}$$

$$F = \frac{6669.29 \text{ kg} * \text{m}}{1.18 \text{ m}}$$

$$F = 5675.99 \text{ kg}$$

$$A = \frac{5675.99 \text{ kg}}{0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 2.49 \text{ cm}^2$$

Para los cordones superiores e inferiores se utilizará un perfil tipo C 50x25x3 el cual presenta las siguientes características:

Tabla 28

Perfil para los cordones superiores e inferiores

PERFIL						C 50x25x3					
Dimensiones (mm)			Masa (kg/m)	A (cm2)	d1 (cm)	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
h (mm)	b (mm)	e (mm)				Ix (cm4)	Iy (cm4)	Wx (cm3)	Wy (cm3)	ix (cm)	iy (cm)
50	25	3	2.09	2.7	0.77	9.7	1.57	3.88	0.91	1.89	0.76

Nota. Características del perfil C50x25x3. Fuente: DIPAC

5.2.4 Diseño de columnas

Para determinar el área de la columna se aproxima como un 30% del área del cordón, utilizando la Ec. 5-4 se obtiene:

$$A = 1.3 * \text{Acordones}$$

Ec. 5-4

$$A = 1.3 * 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.24 \text{ cm}^2$$

Con el área obtenida se revisa el catálogo de DIPAC y se selecciona el perfil C60x30x3, el cual presenta las siguientes características:

Tabla 29

Perfil para columnas

PERFIL						C 60x30x3					
Dimensiones (mm)			Masa (kg/m)	A (cm ²)	d1 (cm)	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
h (mm)	b (mm)	e (mm)				Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wx (cm ³)	Wy (cm ³)	ix (cm)	iy (cm)
60	30	3	2.56	3.3	0.89	17.5	2.84	5.85	1.34	2.31	0.93

Nota. Características del perfil C 60x30x3. Fuente: DIPAC

5.2.5 Diseño de correas

Para seleccionar el perfil correspondiente a las correas es necesario determinar la carga que estarán soportando, para ello se utiliza el diseño por LRFD:

Tabla 30

Cargas actuantes en las correas

TIPO DE CARGA	UNIDAD
Viva	71.38 kg/m ²
CARGA MUERTA	
Steel Panel	4 kg/m ²
Correas perfil asumido G 60x30x10x2 mm	1.96 kg/m ²
Instalaciones	13 kg/m ²

Nota. Cargas que serán tomadas en cuenta para realizar el diseño de las correas. Elaborado

por: La autora.

Sobre una superficie inclinada para una claro de 6.18 m se colocarán 5 correas, para lo que se utiliza la Ec. 5-5 por lo que el peso total de las correas es:

$$P_{correas} = \frac{N_{correas} * P_{esoperfil}}{Luz} \quad \text{Ec. 5-5}$$

$$P_{correas} = \frac{5 * 1.96 \frac{kg}{m^2}}{6.18 m}$$

$$P_{correas} = 1.59 \frac{kg}{m^2}$$

Una vez se ha determinado el peso de las correas se establece una carga muerta total de 10.59 kg/m², para este elemento se tomará en cuenta la carga que produce el viento únicamente por presión la cual se encuentra descrita en el capítulo III y posee un valor de 4.32 kg/m²

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ ó } 0.5W) \quad (\text{Ec. 2-3})$$

$$U = (1.2 * 18.59 \frac{kg}{m^2}) + (1.6 * 71.38 \frac{kg}{m^2}) + (0.5 * 28.39 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 150.71 \frac{kg}{m^2}$$

Descomponiendo las cargas en “x” y “y” se obtiene:

$$P_{ux} = 150.71 \frac{kg}{m} * \text{seno}(14)$$

$$P_{ux} = 36.46 \frac{kg}{m}$$

$$P_{uy} = 150.71 \frac{kg}{m} * \text{cos}(14)$$

$$P_{uy} = 146.23 \frac{kg}{m}$$

$$M_{ux} = \frac{W_u * L^2}{8}$$

$$M_{uy} = \frac{W_u * L^2}{32}$$

El momento último en “x” obtenido es:

$$M_{ux} = \frac{36.46 \frac{kg}{m^2} * (5m)^2}{8}$$

$$M_{uy} = 113.93 \text{ kg} * m$$

El momento último en “y” obtenido es:

$$M_{uy} = \frac{146.23 \frac{kg}{m^2} * (5m)^2}{32}$$

$$M_{uy} = 114.24 \text{ kg} * m$$

Para determinar que el perfil elegido se utiliza los módulos resistentes proporcionados por el fabricante, con lo que se verificará la flexión asimétrica:

$$W_x: 4.9 \text{ cm}^3$$

$$W_y: 2.74 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = 0.9 * 4.9 \text{ cm}^3 * 2530 \text{ kg/cm}^2 = 11157.30 \text{ kg*cm}$$

$$M_{ny} = 0.9 * 2.74 \text{ cm}^3 * 2530 \text{ kg/cm}^2 = 6238.98 \text{ kg*cm}$$

Por lo tanto, el resultado es:

$$\frac{11393.46 \frac{kg}{cm}}{11157.30 \frac{kg}{cm}} + \frac{11424.16 \frac{kg}{cm}}{6238.98 \frac{kg}{cm}} = 2.85 > 1 \text{ NO OK}$$

Debido a que la flexión asimétrica con el perfil elegido inicialmente no es correcta se utilizará otro perfil, en el siguiente cuadro se encuentra un resumen de las características que se deben cumplir para que el perfil sea el adecuado.

Tabla 31

Verificación del perfil asumido para las correas

Perfil	Carga mayorada	Carga en "x" kg/m	Carga en "y" kg/m	Mux kg*m	Muy Kg*m	Mnx kg*m	Mny kg*m	Flexión asimétrica ≤1
G 100x50x15x4	154.91	37.48	150.31	117.11	117.43	55763.73	17191.35	0.89

Nota. Verificación del cumplimiento de flexión asimétrica para el perfil elegido.

Elaborado por: La autora.

Una vez verificado el perfil, en la siguiente tabla se encuentra un resumen de las características de este.

Tabla 32

Perfil para las correas

PERFIL							G 100x50x15x4					
Dimensiones (mm)				Isa (kg/m)	A (cm2)	d1 (cm)	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
h (mm)	b (mm)	c (mm)	e (mm)				Ix (cm4)	Iy (cm4)	Wx (cm3)	Wy (cm3)	ix (cm)	iy (cm)
100	50	15	4	6.29	8.15	1.71	122.5	24.85	24.49	7.55	3.88	1.75

Nota. Características del perfil G100x50x15x4. Fuente: DIPAC

5.2.6 Diseño de tensores

Para determinar el perfil que se utilizara para los tensores es necesario determinar la carga muerta que estará soportando, el cual se encuentra resumido en la siguiente tabla:

Tabla 33

Cargas actuantes en los tensores

TIPO DE CARGA	UNIDAD
Viva	71.38 kg/m ²
CARGA MUERTA	
Steel Panel	4 kg/m ²
Correas	12.28 kg/m ²
Instalaciones	13 kg/m ²
Total	29.28 kg/m²

Nota. Cargas tomadas en cuenta para el diseño de los tensores. Elaborado por: La autora.

Para determinar la carga ultima actuante es necesario utilizar las ecuaciones definidas para el método LRFD, con lo que la carga máxima obtenida es:

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ec. 2-2})$$

$$U = (1.2 * 29.28 \frac{kg}{m^2}) + (1.6 * 71.38 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 149.24 \frac{kg}{m^2}$$

En la Ec. 5-4 se encuentra el cálculo para la obtención de la componente paralela a la carga, tomando en cuenta que la inclinación de la cubierta propuesta es del 14%:

$$U_{paralela} = U * \text{sen}(\theta) \quad \text{Ec. 5-4}$$

$$Pu_{paralela} = 149.24 \frac{kg}{m^2} * \text{sen}(14)$$

$$Pu_{paralela} = 36.13 \frac{kg}{m^2}$$

En la Ec. 5-5 define la carga ultima que estará soportando el tensor en función de su área colaborante:

$$Pu_{area_colaborante} = U_{paralela} * acolab. \quad \text{Ec. 5-5}$$

$$Pu_{area_colaborante} = 36.13 \frac{kg}{m^2} * 2.50m * 6m$$

$$Pu_{paralela} = 541.95 \text{ kg}$$

Para determinar el área que deben tener los tensores se utiliza la Ec. 5-6, esta ecuación fue tomada del libro Diseño de Estructuras de Acero-McCormac 5ta edición en la sección de diseño de miembros a tensión, posteriormente con la Ec. 5-7 se definirá el diámetro que requieren los tensores.

$$A_D = \frac{P_u}{\phi * 0.75 * F_U} \quad \text{Ec. 5-6}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} \quad \text{Ec. 5-7}$$

$$A = \frac{541.95 \text{ kg}}{0.75 * 0.75 * 4077.80 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.22 \text{ cm}^2}{\pi}}$$

$$D = 0.55 \text{ cm} \approx 5.53 \text{ mm}$$

Por lo que se asume un tensor de 12mm por seguridad, con lo que sus características se encuentran definidas en la siguiente tabla.

Tabla 34

Perfil para tensores

VARILLA		VRL 12		
Diámetro nominal (mm)	Masa nominal (kg/m)	Dimensiones de los resaltes		
12.00	0.888	Transversales (mm) L i i nal(mm)		
		Espaciamiento x.	AI in.	A x.
		8.40	0.48	4.70

Nota. Características de la varilla ϕ 12 mm. Fuente: DIPAC

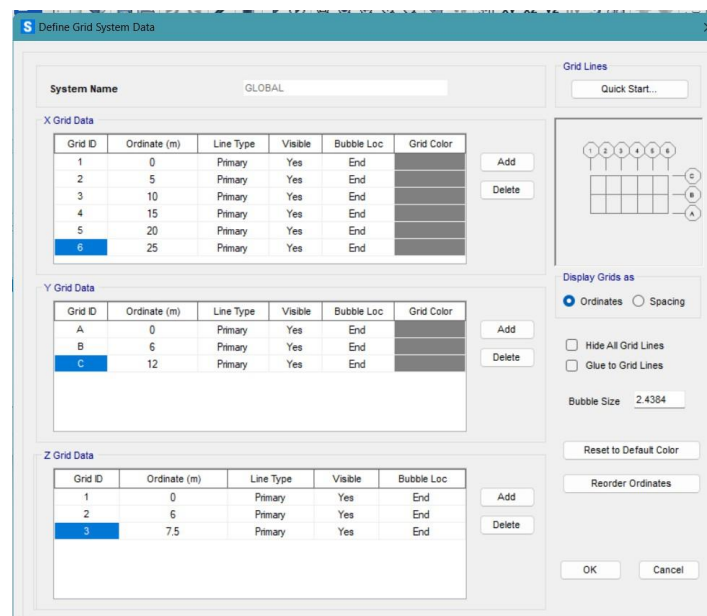
5.2.7 Simulación en SAP2000

Los datos obtenidos serán utilizados en el programa SAP2000, para ello se ingresará la mitad del modelo, ya que se trata de una estructura simétrica.

Para ello se realiza la configuración de la malla de trabajo.

Figura 33

Malla de trabajo

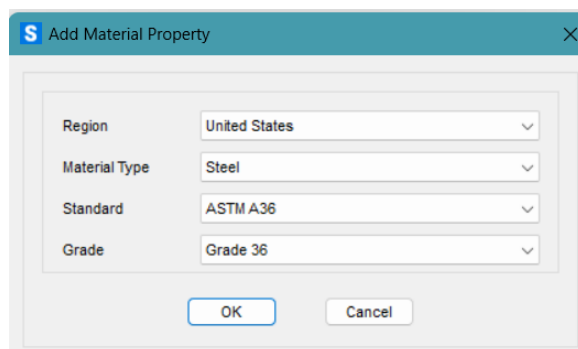


Nota. Características de la malla de trabajo. Elaborado por: La autora.

Posterior a realizar la malla de trabajo, se hará la definición de material.

Figura 34

Acero A36



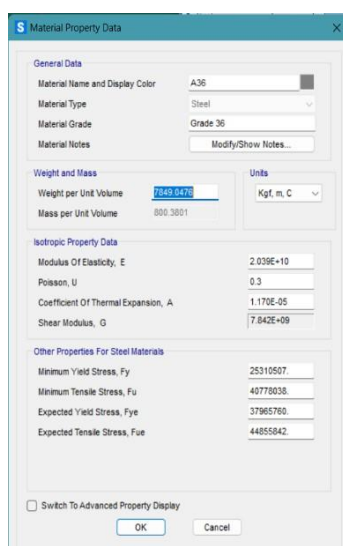
Nota. Definición del acero A36 utilizado para los perfiles que conforman la estructura.

Elaborado por: La autora.

El cual presenta las siguientes características:

Figura 35

Características acero A36

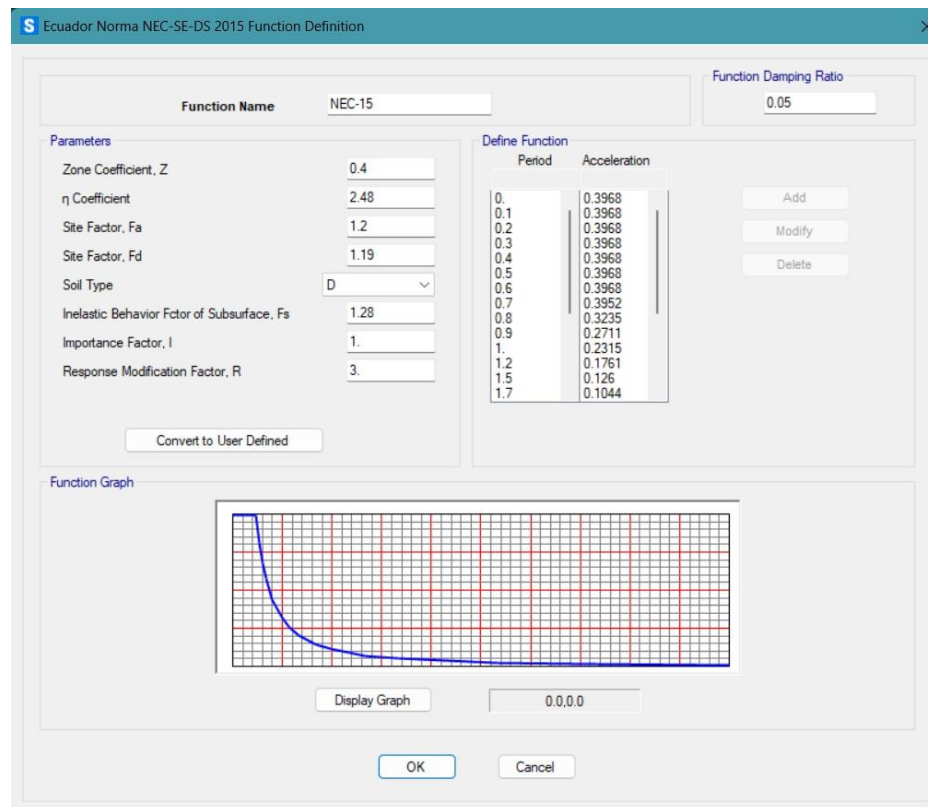


Nota. Características del material A36 entregadas por el programa SAP2000. Elaborado por: La autora.

Se realiza la definición del espectro sísmico de diseño, los datos que serán utilizados corresponden a la NEC-15:

Figura 36

Espectro de respuesta utilizado para la modelación



Nota. Espectro de respuesta obtenido utilizando los lineamientos presentados en la NEC-15. Elaborado por: La autora.

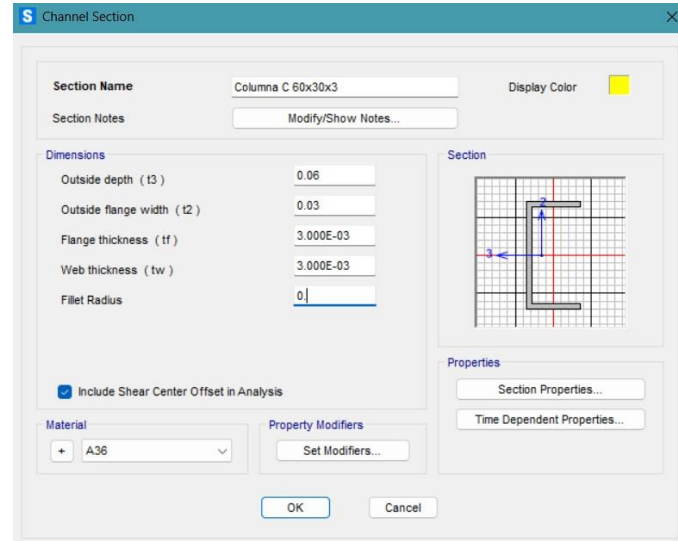
Una vez realizadas las definiciones de materiales y espectro de diseño, se realiza el modelado de los elementos de la cubierta:

Columnas

De acuerdo con los cálculos realizados en la sección 5.2.4, las características del perfil seleccionado para las columnas se encuentran definido en la siguiente figura:

Figura 37

Perfil para columnas modelado



Nota. Características del perfil seleccionado para las columnas ingresadas en el programa.

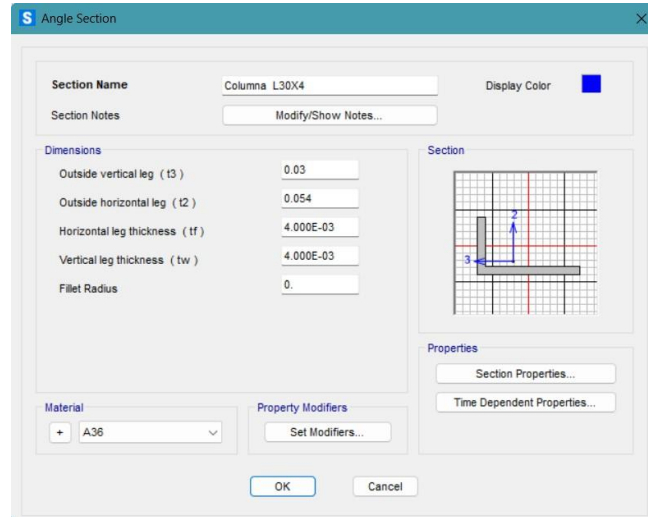
Elaborado por: La autora.

Sección interna de las columnas

De acuerdo con los cálculos realizados en la sección 5.2.2, las características del perfil seleccionado para la estructura interna de las columnas se encuentran definido en la siguiente figura:

Figura 38

Perfil para la sección interna de las columnas modelado



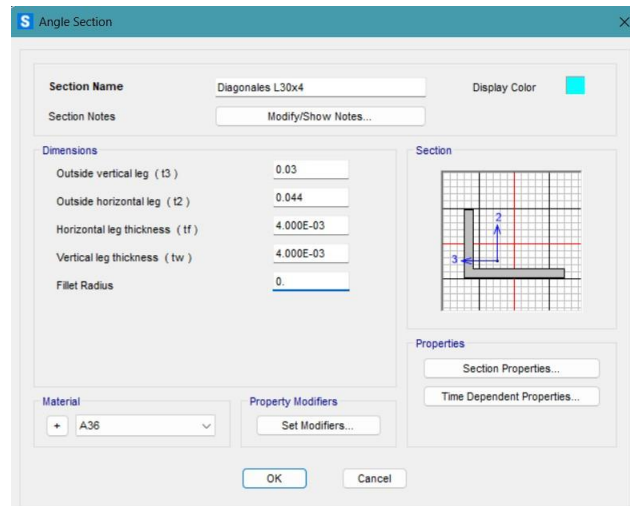
Nota. Características del perfil seleccionado para la sección interna de las columnas ingresadas en el programa. Elaborado por: La autora.

Diagonales

De acuerdo con los cálculos realizados en la sección 5.2.1, las características del perfil seleccionado para las diagonales se encuentran definido en la Figura 39.

Figura 39

Perfil para diagonales modelado



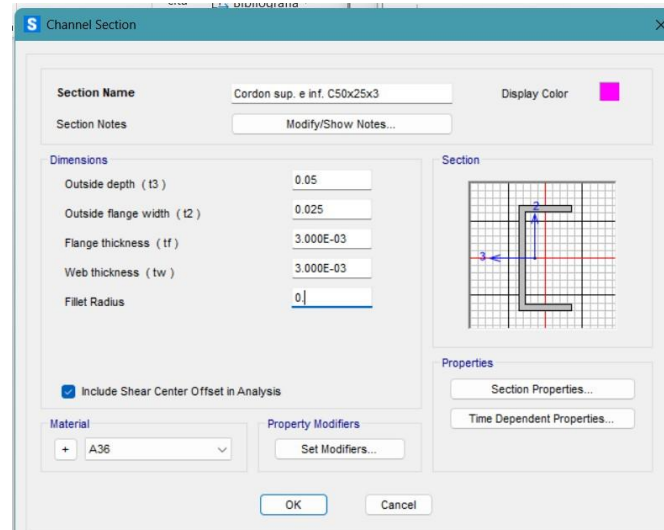
Nota. Características del perfil seleccionado para las diagonales ingresadas en el programa. Elaborado por: La autora.

Cordones superior e inferior

De acuerdo con los cálculos realizados en la sección 5.2.3, las características del perfil seleccionado para los cordones superiores e inferiores se encuentran definido en la Figura 40.

Figura 40

Perfil para cordones superiores e inferiores modelado



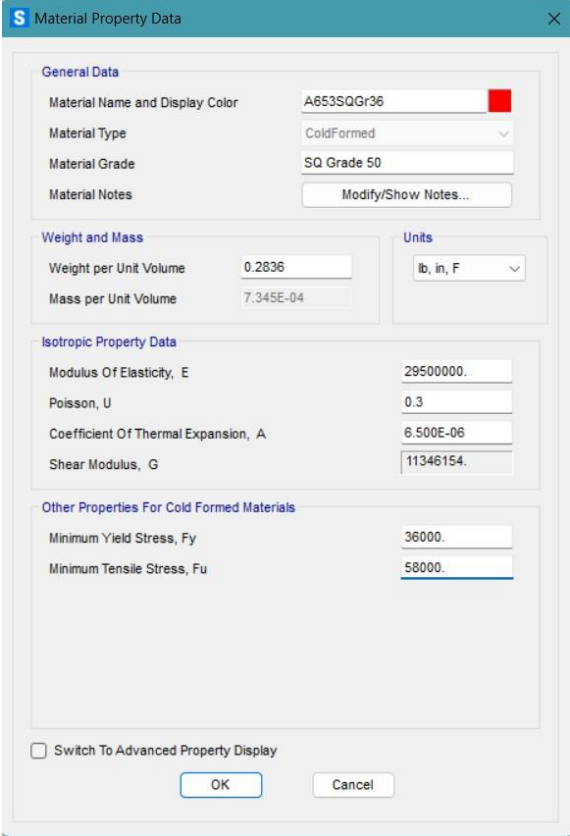
Nota. Características del perfil seleccionado para los cordones superiores e inferiores ingresadas en el programa. Elaborado por: La autora.

Correas

De acuerdo con los cálculos realizados en la sección 5.2.5, las características del perfil seleccionado para las correas se encuentran definido en la siguiente figura, sin embargo, para la definición de las correas es necesario definir el acero que será utilizado, el cual corresponde a un material conformado en frío:

Figura 41

Acero utilizado para las correas



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- General Data:** Includes fields for "Material Name and Display Color" (A653SQGr36), "Material Type" (ColdFormed), "Material Grade" (SQ Grade 50), and a "Material Notes" section with a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Includes fields for "Weight per Unit Volume" (0.2836) and "Mass per Unit Volume" (7.345E-04).
- Units:** A dropdown menu set to "lb, in, F".
- Isotropic Property Data:** Includes fields for "Modulus Of Elasticity, E" (29500000.), "Poisson, U" (0.3), "Coefficient Of Thermal Expansion, A" (6.500E-06), and "Shear Modulus, G" (11346154.).
- Other Properties For Cold Formed Materials:** Includes fields for "Minimum Yield Stress, Fy" (36000.) and "Minimum Tensile Stress, Fu" (58000.).

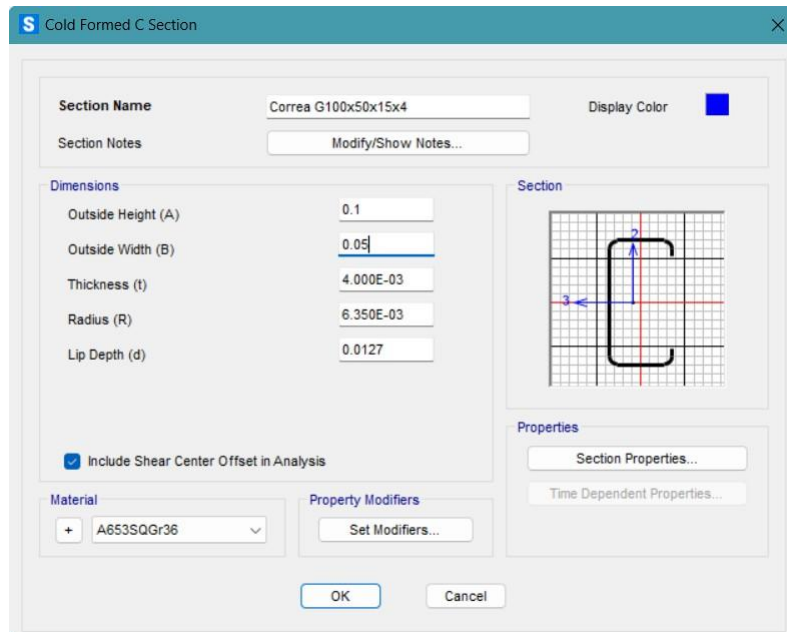
At the bottom, there is a checkbox labeled "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Nota. Características del material que será utilizado para las correas entregadas por el programa. Elaborado por: La autora.

Luego de haber definido el acero que será utilizado, es necesario definir las características del perfil seleccionado previamente en la sección 5.2.5.

Figura 42

Perfil para correas modelado



Nota. Características del perfil seleccionado para las correas ingresadas en el programa.

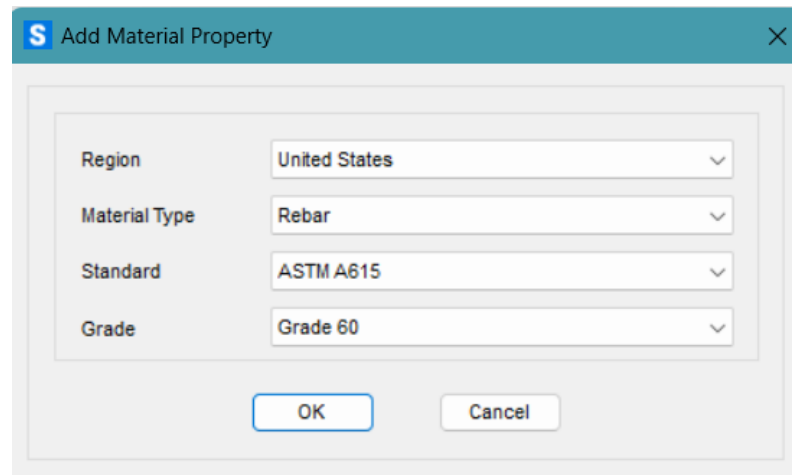
Elaborado por: La autora.

Tensores

De acuerdo con la sección 5.2.6 el diámetro de tensores que será utilizado corresponde a 12 mm, el cual utiliza acero ASTM A615 el cual se designa por default en el programa SAP2000.

Figura 43

Definición del material utilizado para los tensores

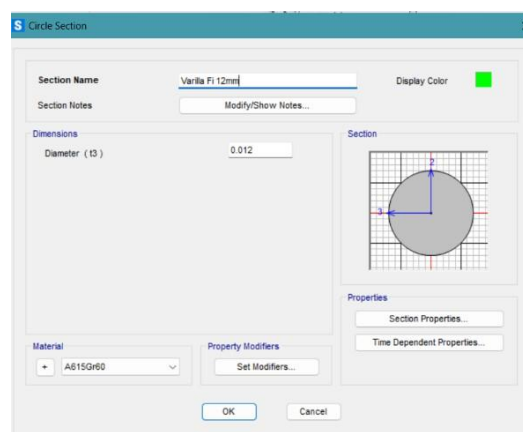


Nota. Definición del material para tensores que será utilizado por el programa. Elaborado por: La autora.

Una vez realizada la definición del material que será utilizado para los tensores se realiza la definición de este, como se muestra en la Figura 44.

Figura 44

Varilla para tensores modelada



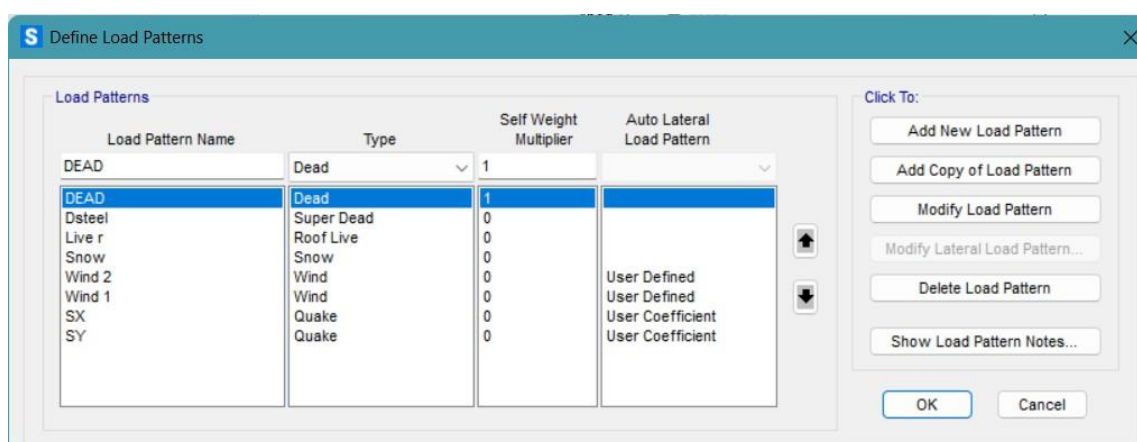
Nota. Varilla correspondiente a los tensores ingresada en el programa. Elaborado por: La autora.

5.2.7.1 Patrones de carga

Las cargas previamente definidas deben ser ingresadas en el programa SAP2000 de igual forma, por lo que la definición queda de la siguiente manera.

Figura 45

Definición de patrones de carga



Nota. Definición de las cargas que influirán en el análisis de la estructura. Elaborado por:
La autora.

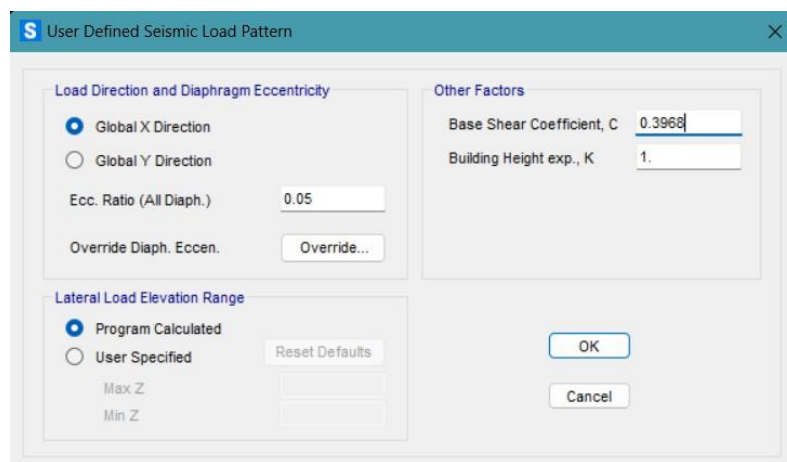
La abreviación “Ds” corresponde al Steel panel que se encuentra sobre el peso propio de los elementos, siendo una carga sobre impuesta, “Live r” hace referencia a una carga viva, en este caso, representa a una persona que se encuentre realizando alguna instalación y/o mantenimiento sobre la estructura, “Snow” hace referencia a la carga de granizo.

Mientras que “Wind” hace referencia a la carga de viento que se está ejerciendo sobre la estructura, para ello se ingresa “Wind 1.” que corresponde a una de las configuraciones que presentará la influencia del viento, mientras que “Wind 2.” correspondiente a la segunda configuración de la influencia del viento.

Cuando se ingresa la carga sísmica se debe definir el sismo en “x” y sismo en “y”, teniendo en cuenta que se trata de una carga sísmica estática, para ello se modifica el coeficiente de cortante basal utilizando el valor máximo encontrado en el espectro sísmico de diseño generado por el programa, la configuración “SX” y “SY” queda de la siguiente manera:

Figura 46

Definición del coeficiente sísmico en “x”



Nota. Definición del coeficiente sísmico en x, dato que fue tomado del programa cuando se elaboró el espectro de respuesta. Elaborado por: La autora.

Figura 47

Definición del coeficiente sísmico en “y”

The dialog box 'User Defined Seismic Load Pattern' contains the following settings:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - ☐ Global X Direction
 - ☒ Global Y Direction
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Override Diaph. Eccen.: Override...
- Other Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.3968
 - Building Height exp., K: 1
- Lateral Load Elevation Range:**
 - ☒ Program Calculated
 - ☐ User Specified
 - Reset Defaults
 - Max Z:
 - Min Z:

Buttons: OK, Cancel

Nota. Definición del coeficiente sísmico en y, dato que fue tomado del programa cuando se elaboró el espectro de respuesta. Elaborado por: La autora.

Para definir el sismo dinámico se utiliza el espectro de respuesta previamente definidos y la aceleración producida por la gravedad, “DX” y “Dy” hacen referencia a un sismo dinámico en “x” y sismo dinámico en “y” respectivamente, con lo que se obtiene:

Figura 48

Sismo dinámico en “x”

The dialog box 'Load Case Data - Response Spectrum' contains the following settings:

- Load Case Name:** DX
- Modal Combination:**
 - ☒ CQC
 - ☐ SRSS
 - ☐ Absolute
 - ☐ GMC
 - ☐ NBC 10 Percent
 - ☐ Double Sum
- Directional Combination:**
 - ☒ SRSS
 - ☐ CQC3
 - ☐ Absolute
- Mass Source:** Previous (MSSSRC1)
- Diaphragm Eccentricity:**
 - Eccentricity Ratio: 0
 - Override Eccentricities: Override...
- Loads Applied:**

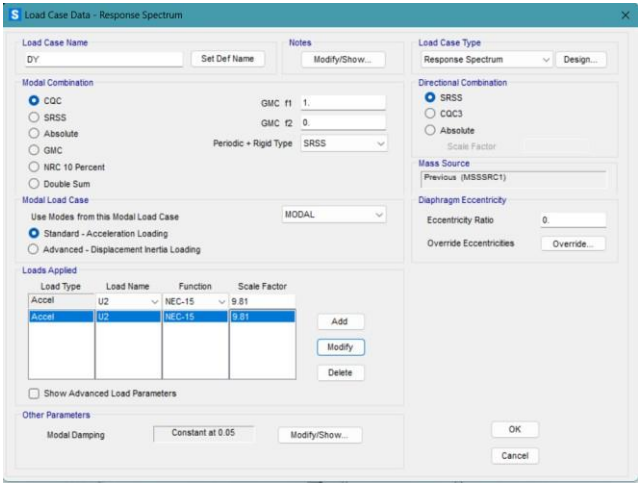
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	NEC-15	9.81
Accel	U1	NEC-15	9.81
- Other Parameters:**
 - Modal Damping: Constant at 0.05

Buttons: OK, Cancel

Nota. Definición del sismo dinámico en “x” (DX). Elaborado por: La autora.

Figura 49

Sismo dinámico en “y”

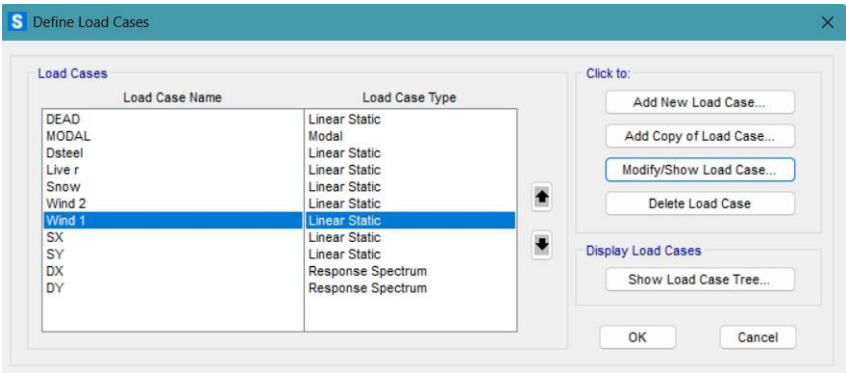


Nota. Definición del sismo dinámico en “y” (DY). Elaborado por: La autora.

Por lo que, las cargas definidas que serán utilizadas se encuentran resumidas en el siguiente cuadro:

Figura 50

Fuerzas que afectaran a la estructura



Nota. Fuerzas que afectarán a la estructura durante el proceso de análisis de esta.

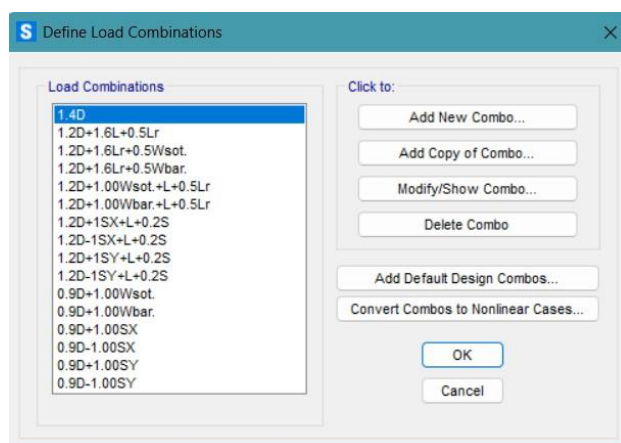
Elaborado por: La autora.

5.2.7.2 Combinaciones de carga

Para realizar las combinaciones de carga se utilizan las establecidas en la NEC-15, para ello se toma en cuenta que la influencia que ejerce el viento es por sotavento y por barlovento, mientras que la carga sísmica en “x” y “y” deben ser consideradas de forma positiva y negativa, es así como las combinaciones 3,4,5,6 y 7 presentadas en la NEC-15-SE-CG- Cargas No Sísmicas presentan las variaciones antes mencionadas, las cuales se encuentran resumidas en la siguiente Figura 51.

Figura 51

Combinaciones de carga



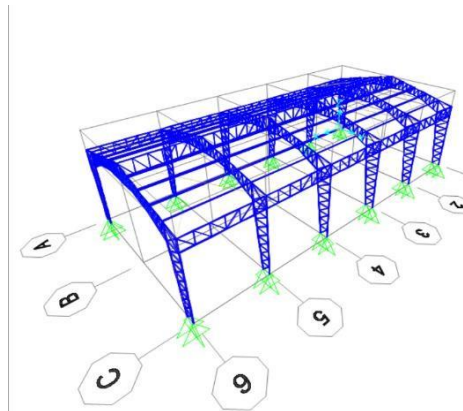
Nota. Definición de las combinaciones de carga utilizando en el programa utilizando las combinaciones presentadas en la NEC-15. Elaborado por: La autora.

5.2.7.3 Estructura simulada

Utilizando los elementos pre-diseñados se ingresó en el programa SAP2000 con lo que se obtuvo la siguiente estructura:

Figura 52

Modelo 3D de la cubierta

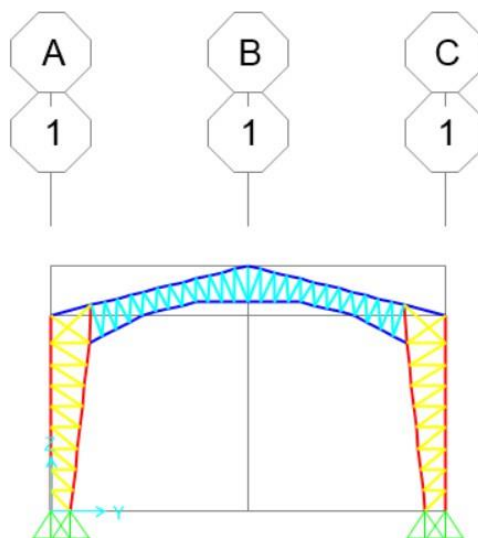


Nota. Modelo en vista 3D de la cubierta cubriendo el área de trabajo previamente definida.

Elaborado por: La autora.

Figura 53

Vista frontal de la cubierta



Nota. Vista frontal de la cubierta, cada color representa los perfiles previamente definidos correspondientes a cada elemento de la estructura. Elaborado por: La autora.

5.3 Aplicación de cargas

Para aplicar las cargas es necesario tener una distribución lineal de la carga permanente, carga de granizo y carga viva, utilizando la Ec. 5-18 se obtiene:

$$DL = Carga * Dist.correas \quad Ec. 5-18$$

$$DL_D = 17.00 \frac{kg}{m^2} * 1.20 m$$

$$DL_D = 20.40 \frac{kg}{m}$$

$$DL_S = 50.00 \frac{kg}{m^2} * 1.20 m$$

$$DL_S = 60.00 \frac{kg}{m}$$

$$DL_{Lr} = 71.38 \frac{kg}{m^2} * 1.20 m$$

$$DL_{Lr} = 85.66 \frac{kg}{m}$$

Con las cargas linealmente distribuidas se aplica en el programa SAP2000. Utilizando el International Building Code 2018 definido en la el Capitulo II, sección 2.15 se verifica el límite de rigidez adecuado para estructuras, el análisis de estas se encuentra resumido en la siguiente tabla:

Tabla 35

Estados límite de servicio

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
--------------------------------------	---------------	----------------	---------------

Lr (L/180)	6.67	1.36	SI
Snow (L/180)	6.67	0.96	SI
Wind 1(L/180)	6.67	0.27	SI
Wind 2(L/180)	6.67	0.22	SI
Dead (L/120)	10	0.17	SI

Nota. Comprobación de los estados límite de servicio de acuerdo con las características de la cubierta. Elaborado por: La autora.

Los estados límites de servicio se cumplen para cada caso, lo que indica que la estructura fue diseñada con una rigidez adecuada.

Para determinar la deriva de piso admisible se hace uso de la normativa NEC-SE-DS-Peligro Sísmico sección 4.2.2.

Tabla 36

Derivas admisibles

DERIVAS	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
SX (0.02H*100)	12	87.00	NO
SY (0.02H*100)	12	0.73	SI

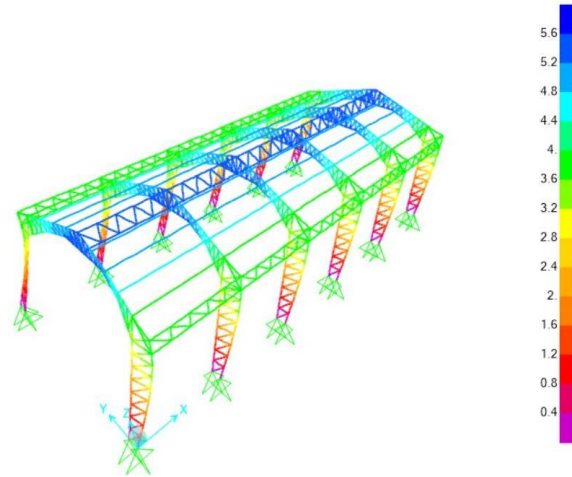
Nota. Comprobación de las derivas admisibles en “x” y “y” utilizando los lineamientos presentados en la NEC-SE-DS. Elaborado por: La autora.

De acuerdo con el análisis realizado por el programa, la estructura pasa la deriva producida por “SY”, sin embargo, no pasa la deriva admisible cuando se aplica “SX”

En la siguiente figura se observa cómo se deforma la estructura bajo la aplicación de cargas:

Figura 54

Estructura bajo la aplicación del sismo en “x”

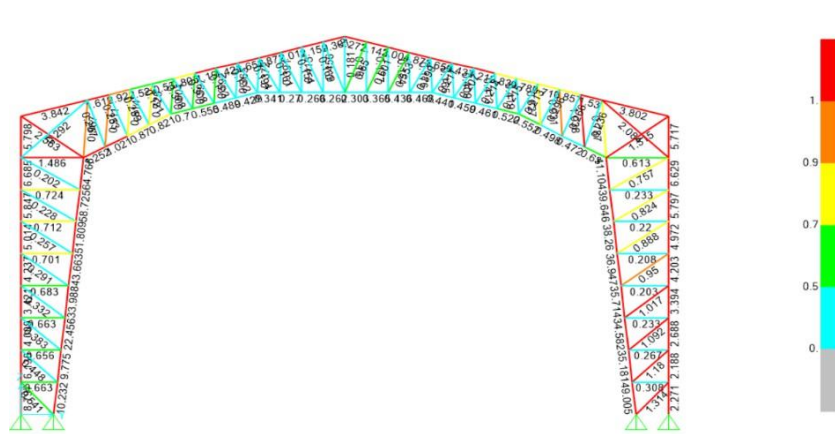


Nota. Comportamiento de la cubierta cuando se aplicó un sismo en “x”. Elaborado por:

La autora.

Figura 55

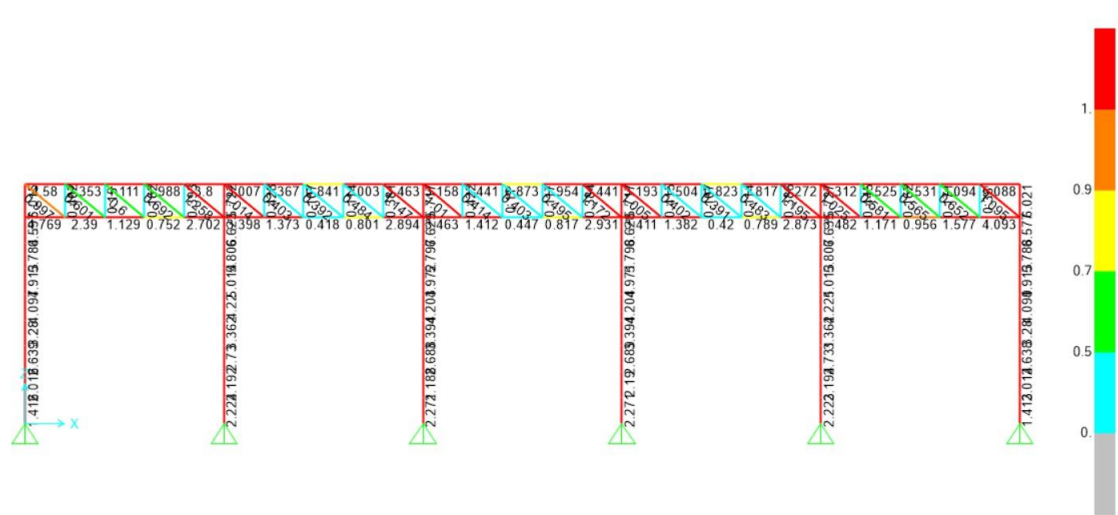
Resultados por resistencia y diseño, vista frontal



Nota. Los elementos señalados en rojo indican que el perfil está siendo sobre esforzado, en consecuencia, existe una gran posibilidad de fallo de la estructura. Elaborado por: La autora.

Figura 56

Resultados por resistencia y diseño, vista lateral



Nota. Vista lateral de los elementos que se encuentran sobre esforzados. Elaborado por:
La autora.

Debido al incumplimiento en resistencia y diseño que excede en más de 1.00 para los perfiles elegidos, es decir, dichos perfiles están siendo sobre esforzados, por ello se hará el cambio de perfiles para columnas y cordones superiores e inferiores de la estructura, de tal manera que toda la cubierta funcione de manera adecuada. Los perfiles fueron actualizados a los resumidos en la Tabla. 37.

Tabla 37

Nuevos perfiles utilizados para la conformación de la estructura

ELEMENTO	PERFIL
Columna	C 200x60x8
Columna sección L	L 50x4
Cordón superior e inferior	C 100x50x4
Vigas de amarre	C 80x40x6
Correas	G 100x50x15x4
Diagonales	L 30x4
Tensores	φ 12 mm

Nota. Perfiles utilizados para hacer un segundo modelo, para los cuales se aumentó su sección, manteniendo únicamente el perfil original correspondiente a las correas.

Elaborado por: La autora.

Con la nueva selección de perfiles, el estado límite de servicio correspondiente a cada carga se encuentra resumido en la Tabla.38.

Tabla 38

Estados límite de servicio, Modelo nuevo

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
Lr (L/180)	6.67	0.17	SI
Snow (L/180)	6.67	0.12	SI
Wind 1(L/180)	6.67	0.06	SI
Wind 2(L/180)	6.67	0.07	SI
Dead (L/120)	10	0.05	SI

Nota. Cumplimiento de los estados límite de servicio en el nuevo modelo. Elaborado por:

La autora.

Para determinar la deriva de piso admisible se utiliza la tabla presentada en la NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, sección 4.2.2

Tabla 39

Derivas admisibles para el nuevo modelo

DERIVAS	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
SX (0.02H*100)	12	10.10	SI
SY (0.02H*100)	12	0.19	SI

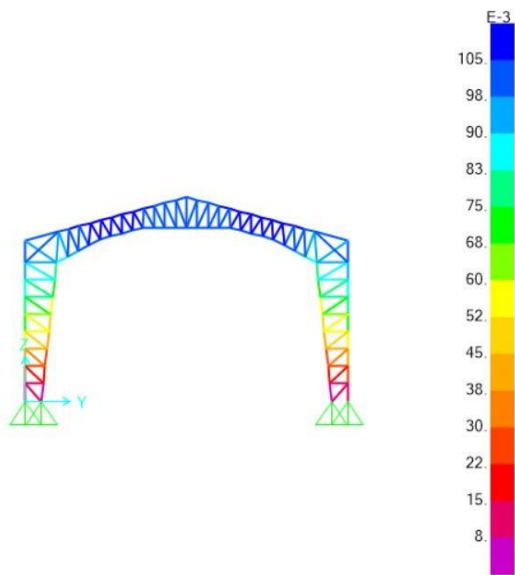
Nota. Verificación del cumplimiento de las derivas en el nuevo modelo. Elaborado por:

La autora.

En la Fig.57 se aprecia la deformación de la estructura cuando se ha aplicado un sismo en “x”, mientras que la Figura 58 representa la deformación que sufre la estructura cuando se aplica un sismo en “y”.

Figura 57

Influencia del sismo en "x"

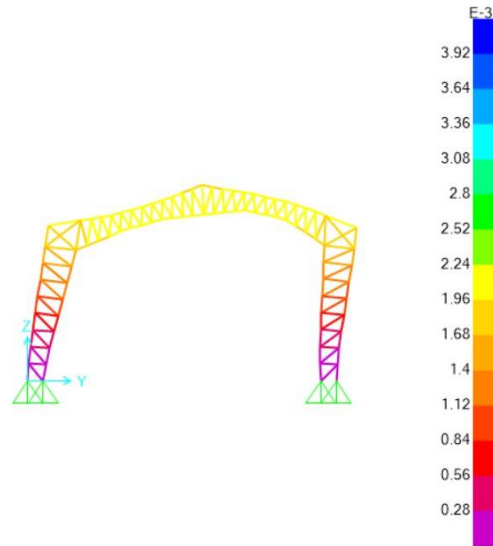


Nota. Comportamiento de la estructura cuando es afectado por un sismo en dirección x.

Elaborado por: La autora.

Figura 58

Influencia del sismo en “y”

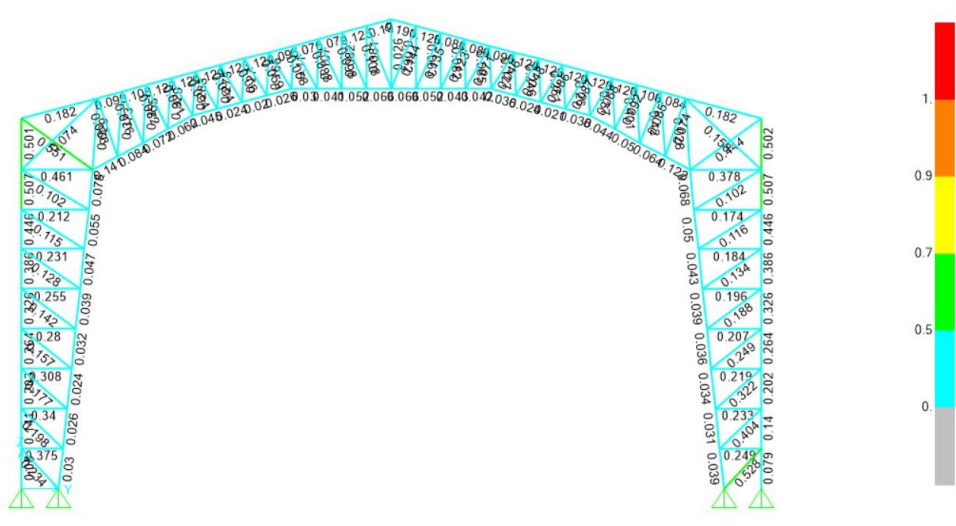


Nota. Comportamiento de la estructura cuando es afectado por un sismo en dirección y, con una escala de color en la parte derecha, la cual informa el rango de valores en los que se desplaza la estructura. Elaborado por: La autora.

El análisis por resistencia y diseño que ofrece el programa se aprecia en las siguientes figuras, con vista frontal y lateral respectivamente.

Figura 59

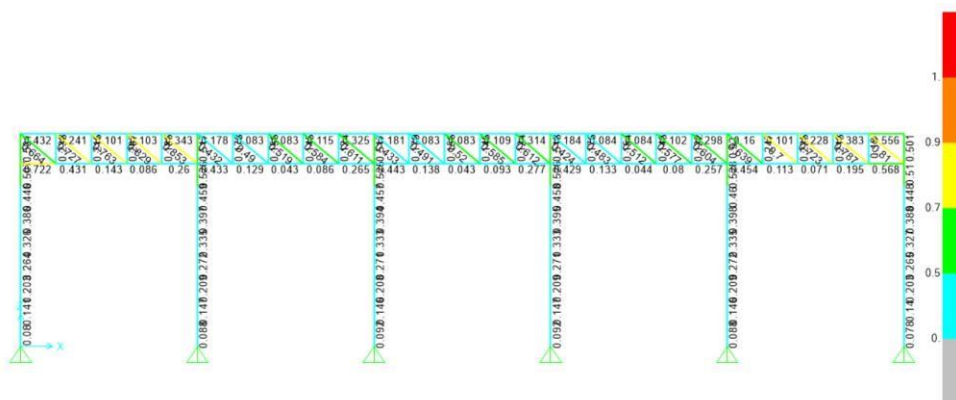
Análisis por resistencia, vista frontal del nuevo modelo



Nota. Cumplimiento de resistencia en los perfiles que se han seleccionado para el nuevo modelo. Elaborado por: La autora.

Figura 60

Cumplimiento por resistencia, vista lateral del nuevo modelo



Nota. Cumplimiento de resistencia en los perfiles que se han seleccionado para el nuevo modelo en una vista lateral. Elaborado por: La autora.

Con la nueva selección de perfiles, se observa como estos no se encuentran sobre esforzados bajo la aplicación de cargas, cumpliendo con los estados límite de servicio y la Deriva Horizontal máxima.

El modelo presentado posee unos apoyos articulados en las bases, el cual admite rotación, sin embargo, también se realizó un modelo con apoyos empotrados, los cuales no permiten el desplazamiento o giro de los elementos a los que se encuentra conectado, los cambios producidos en los perfiles al tener empotramiento se encuentran resumidos en las siguientes tablas.

Tabla 40

Perfiles utilizados cuando se trata de un modelo empotrado

ELEMENTO	PERFIL
Columna	C 100x60x6
Columna sección L	L 40x4
Cordón superior e inferior	C 100x50x2
Vigas de amarre	C 80x40x4
Correas	G 100x50x15x4
Diagonales	L 30x4
Tensores	φ 12 mm

Nota. Cambio de perfiles cuando se analiza un modelo empotrado. Elaborado por: La autora.

Tabla 41*Estados límite de servicio para un modelo empotrado*

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
Lr (L/180)	6.67	0.30	SI
Snow (L/180)	6.67	0.21	SI
Wind 1(L/180)	6.67	0.10	SI
Wind 2(L/180)	6.67	0.05	SI
Dead (L/120)	10	0.07	SI

Nota. Cumplimiento de los estados límite de servicio para un modelo con apoyos

empotrados. Elaborado por: La autora.

Tabla 42*Derivas admisibles para un modelo empotrado*

DERIVAS	LÍMITE	SAP2000	CUMPLE
SX (0.02H*100)	12	10.53	SI
SY (0.02H*100)	12	0.28	SI

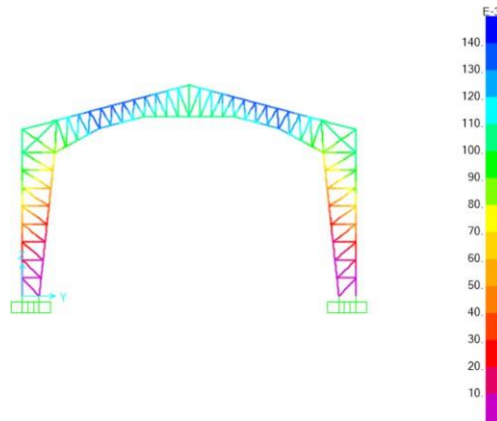
Nota. Cumplimiento de las derivas máximas de acuerdo con los lineamientos de la NEC-

SE-DS. Elaborado por: La autora.

La Figura 61 representa la respuesta del modelo cuando se aplica un sismo en “x”, mientras que la Figura 62 representa la aplicación de un sismo en “y”.

Figura 61

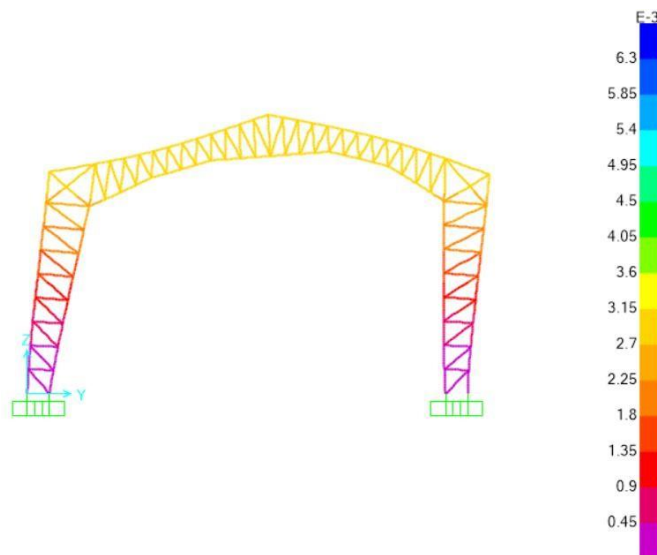
Modelo empotrado bajo la aplicación de un sismo en "x"



Nota. Comportamiento de la estructura cuando se aplica un sismo en “x” y posee apoyos empotrados. Elaborado por: La autora.

Figura 62

Modelo empotrado bajo la aplicación de un sismo en "y"

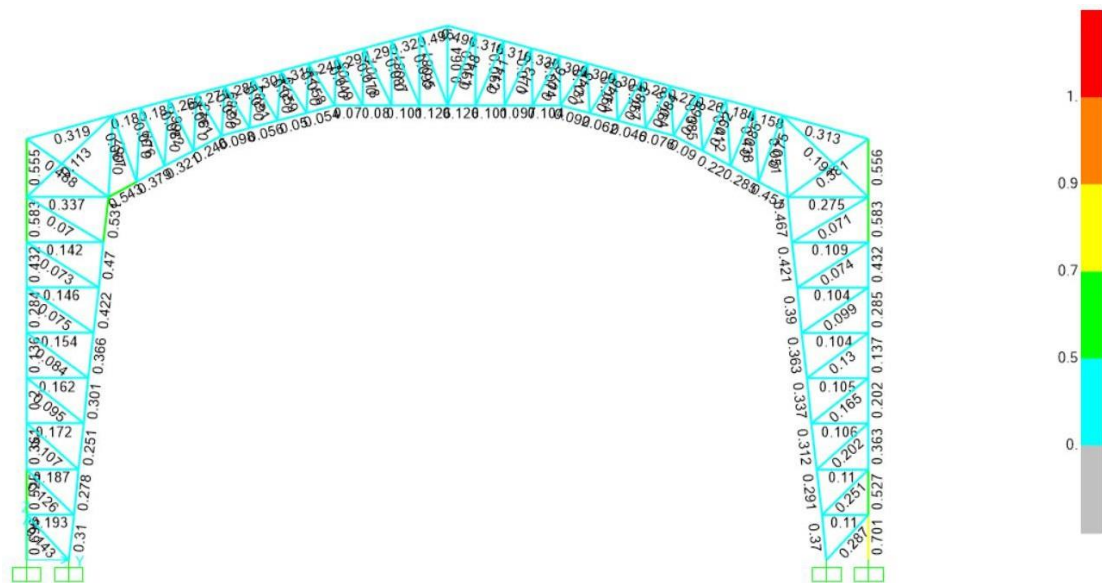


Nota. Comportamiento de la estructura cuando se aplica un sismo en “y” y posee apoyos empotrados. Elaborado por: La autora.

El análisis por resistencia y diseño cuando el modelo se encuentra empotrado se presenta en las Figura 63.

Figura 63

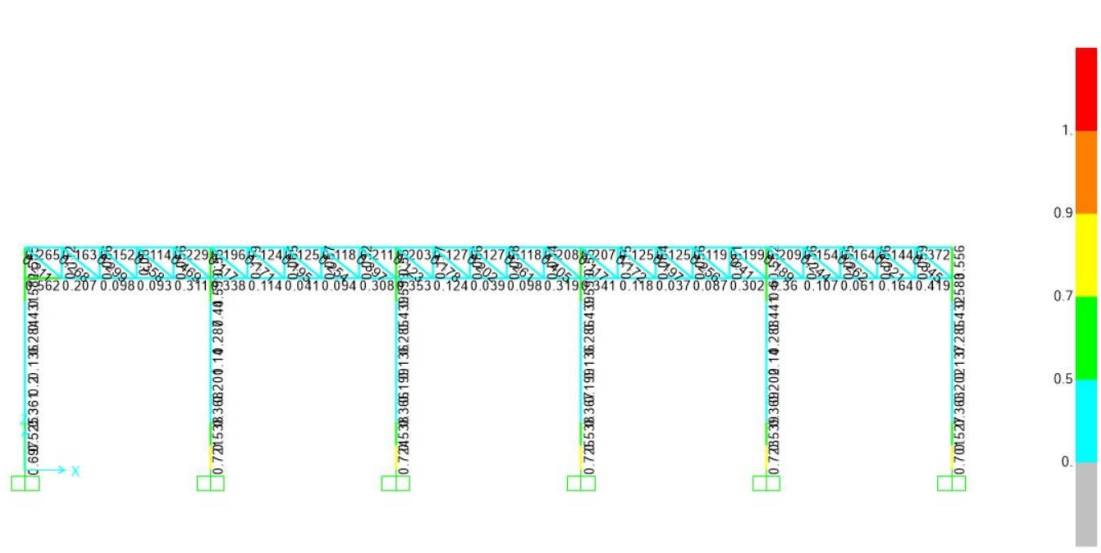
Resultados por resistencia, vista frontal de un modelo empotrado



Nota. Resultados por análisis de resistencia utilizando el programa, con ayuda de la barra de colores en la parte derecha se observa el cumplimiento por resistencia de los perfiles seleccionados para un modelo empotrado visto de frontalmente. Elaborado por: La autora.

Figura 64

Resultados por resistencia, vista lateral de un modelo empotrado



Nota. Resultados por análisis de resistencia en vista lateral de un modelo empotrado, verificando el cumplimiento de los perfiles seleccionados para un modelo empotrado. Elaborado por: La autora.

Los cambios más notorios que se pueden apreciar al tener apoyos empotrados son en los perfiles utilizados con en las columnas, teniendo una reducción en su longitud al 50%, mientras que los perfiles que componen el tejido interno de las columnas tuvieron una reducción de longitud del 20%, mientras que el espesor en el perfil utilizado para los cordones superior e inferior y para las vigas de amarre se redujo en 2mm, aun con el cambio en estos elementos, los parámetros correspondientes a la Tabla.41-43 siguen cumpliéndose, al igual que en el modelo con apoyos articulados, se verifico que el análisis por resistencia y diseño se cumpla en todos los pórticos.

5.4 Diseño de placa

Para realizar el diseño de la placa se hará uso de la NEC-SE-AC, la cual indica que los planos de diseño estructural y las especificaciones deberán incluir aspectos detallados en la norma AISC 360, utilizando la norma AISC 360-16 Specification for Structural Steel Building sección J8. Column bases and bearing on concrete, se describe como las cargas y momentos transmitidas a la columna se transfieren a las cimentaciones, para determinar el estado límite del concreto por el método LRFD se utiliza:

$$\phi_c = 0.65$$

Para determinar la resistencia nominal se utiliza la ecuación propuesta por la AISC 360-16 en la totalidad del área de soporte:

$$P_p = \phi * 0.85 * f'_c * A_1$$

Donde

A₁: área de acero apoyada sobre el concreto (mm²)

F'_c: resistencia de compresión del concreto (MPa)

P_p: carga resistente a aplastamiento

Por lo tanto, para determinar el valor de A₁ se utiliza:

$$A_1 = \frac{P_p}{0.65 * 0.85 * f'_c}$$

Utilizando los datos obtenidos del programa SAP2000 se obtiene la carga axial máxima, para la resistencia a compresión del concreto se asume de 210 kg/cm². En la siguiente tabla se encuentra un resumen de los datos que serán utilizados para determinar el área requerida para la placa base:

Tabla 43

Diseño de placas

SASP2000	507.98 kg
F'c	210 kg/cm ²

Nota. Valor de resistencia a la compresión (f'c) utilizado para el diseño de las placas.

Elaborado por: La autora.

Al utilizar los datos previamente descritos en la ecuación planteada, el área requerida es:

$$A_1 = \frac{507.98 \text{ kg}}{0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_1 = 4.38 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones asumidas para las columnas para el diseño fue de 60 x 30 cm, sin embargo, como es necesario colocar pernos de anclaje se asume una longitud adicional de 5 cm a cada lado de la base, por lo que las dimensiones para la placa base quedan como 65 x 35 cm con un espesor de 5 mm.

5.5 Diseño de cimentaciones

Para realizar el diseño de cimentaciones es necesario conocer sobre qué tipo de suelo se van a realiza, en ese caso, en el Sur de Quito se presenta un tipo de suelo blando que presenta sedimentos del volcán Atacazo.

Para el diseño de las cimentaciones requeridas se utilizará el programa SAFE, para ello se realizó un diseño de cimentaciones esquinera y de borde, los datos utilizados se encuentran resumidos en la Tabla.43.

Para determinar las dimensiones necesarias para las zapatas en función de las cargas que estarán soportando se utiliza el factor de seguridad (Fs) presentado en la NEC-SE-GC- Geotecnia y Cimentaciones, el cual considera todas las incertidumbres que se pueden presentar en el proceso de diseño, utilizando la Tabla. 44 se establece el Fs a utilizar.

Tabla 44

Factor de seguridad indirecto

CONDICIÓN	F.S.I.M ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Nota. Factores de seguridad indirectos asignados en función de la combinación de cargas analizada. Fuente: NEC-SE-GC “Geotecnia y Cimentaciones”

De acuerdo con la tabla, para el diseño se utilizará un Fs de 3, el cual se refiere a un factor de seguridad indirecto, el cual deriva de un factor de seguridad por corte el cual representa la relación entre esfuerzo cortante a la falla y esfuerzo cortante actuante.

Para determinar la carga mayorada se tomó en cuenta la carga viva, carga muerta, número de pisos, en este caso se asume la existencia de 1 piso y el área tributaria correspondiente a cada cimentación, de manera que la configuración de cimentaciones queda resumida en la Tabla. 45

Tabla 45*Clasificación de cimentaciones*

Clasificación	Cimentación
Esquinas	A1, A6 C1, C6
Borde	A2, A3, A4, A5 B1, B6 C2, C3, C4, C5

Nota. Por la forma de distribución de la estructura, únicamente se presentan cimentaciones esquinas y de borde. Elaborado por: La autora.

Tabla 46*Cargas actuantes en la estructura*

Cimentación	A1
Área tributaria	7.50 kg/m ²
Carga muerta	71.38 kg/m ²
Carga viva	17.00 kg/m ²
Qadmisible (qa)	7000.00 kg/m ²
Qmayorada (qs)	1009.56 kg

Nota. Para el cálculo de las dimensiones de las zapatas se hizo uso de las cargas que se transmitirán de la estructura al suelo. Elaborado por: La autora.

Para determinar el área que necesita la cimentación, se asume que serán cimentaciones cuadradas y se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$Arequerida = \frac{qa}{qs} \quad \text{Ec. 4-13}$$

$$B = \sqrt{Arequerida} \quad \text{Ec. 4-14}$$

Por lo que se obtienen los siguientes resultados:

$$Arequerida = \frac{7000 \frac{kg}{m^2}}{1009.56 \frac{kg}{m^2}}$$

$$Arequerida = 0.14 \text{ m}^2$$

Es necesaria una cimentación que tenga un área de 1400 cm².

$$B = \sqrt{0.14 \text{ m}^2}$$

$$B = 0.38 \text{ m}$$

Se determina una dimensión de 38 cm por lado para alcanzar el área requerida, sin embargo, se utilizará cimentaciones de 1x1 m

Utilizando las dimensiones de la zapata se obtiene la carga de trabajo ($q_{trabajo}$), el cual se obtiene con la siguiente ecuación:

$$q_{trabajo} = \frac{q_s}{B \times L} \quad \text{Ec. 4-13}$$

$$q_{trabajo} = \frac{1.01 \text{ T}}{1\text{m} \times 1\text{m}}$$

$$q_{trabajo} = 1.01 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Al obtener una carga de trabajo de 1.01 T/m² se establece que la dimensión de la cimentación es correcta, ya que esta carga es inferior a la carga admisible del suelo. En la se encuentra un resumen de la cimentación y las dimensiones de esta:

Tabla 47*Dimensiones de las zapatas*

Cimentación	Dimensiones (m)
A1, A6, C1, C6	1x1
A2, A3, A4, A5 B1, B6 C2, C3, C4, C5	1x1

Nota. Dimensiones de las zapatas asignadas de acuerdo con su clasificación, estas medidas están sujetas a cambio si se produce un aumento en las cargas que serán transmitidas al suelo. Elaborado por: La autora.

5.5.1 Diseño pedestal de concreto

Para realizar el diseño del pedestal de concreto se diseña como si se tratara de una columna corta, que toma en cuenta las dimensiones obtenidas para la placa base, para ello se utiliza la NEC-SE-HM, en la sección 4.3.3. Cuantía máxima de refuerzo longitudinal establece que la cuantía de acero con respecto al acero de refuerzo longitudinal con la que se debe cumplir, es decir, entre el 1%-3%.

$$0.01A_g \leq \rho_s \leq 0.03A_g$$

Considerando un 1% de refuerzo para el área del pedestal se obtiene:

$$A_g = 65\text{cm} \times 35\text{cm}$$

$$A_g = 2275 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.01 * 2275 \text{ cm}^2 = 22.75 \text{ cm}^2$$

Para ello, se utilizarán 4 varillas de 16mm y 6 varillas de 18 mm, con estribos de 10 mm cada 12 cm, con 65x50cm.

La separación máxima que puede existir entre dos barras en la misma cara no debe ser mayor a 35 cm, mientras que las barras contiguas no deben exceder una separación de 15 cm, debido a la configuración de los pedestales de concreto se utilizara más estribos para evitar el pandeo, la configuración de estribos no afecta la separación mínima de 2cm entre barras necesaria para poder hormigonar.

Para determinar el diámetro necesario para los pernos de anclaje se considera que son elementos sometidos a esfuerzos de corte, por lo que se utilizará la ecuación propuesta por el AISC 360-16:

$$R_u = \phi * F_n * A_b$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

F_n : esfuerzo nominal de tracción.

A_b : área bruta del perno.

Se utilizará un perno comercial en acero galvanizado, el cual presenta una resistencia la tracción de 360 N/mm², considerando la carga horizontal entregada por el SAP2000 de 1.843 T se tiene:

$$A_b = \frac{1843 \text{ Kg}}{0.75 * 3670 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Se utilizará pernos de 12 mm de diámetro con una longitud de 60 cm para cada columna.

5.6 Presupuesto

Para la construcción de la estructura se ha realizado un presupuesto el cual considera todos los elementos necesarios para la ejecución del proyecto, para ello se ha realizado un cronograma de trabajo considerando un plazo de 2 meses para la construcción de la cubierta, el cual se encuentra en los anexos. Para determinar los costos de ejecución de la obra se toma en consideración la tabla de pagos presentada por la Contraloría General del Estado.

CONCLUSIONES

Para la selección de perfiles que serán utilizados en las vigas de amarre se debe realizar una reducción del 25% con respecto a las vigas principales; sin embargo, se hizo una reducción del 20% con un aumento del espesor de 2mm con el fin de cumplir con los estados límites de servicio.

El diseño de las diagonales utilizadas en las vigas de amarre se tomó en cuenta que pueden tener una separación de 1-1.2 m, en este caso, al tener una luz de 5 m entre pórticos, se utilizó 1 m de separación para mantener la simetría.

Las diagonales en las vigas de amarre se encuentran ubicadas de forma vertical e inclinada debido a la existencia de apoyos los cuales son los extremos de los pórticos, con el fin de que los elementos diagonales trabajen a tensión y los elementos verticales trabajan a compresión.

Para obtener el espectro de respuesta elástico en SAP2000 se utilizó los coeficientes de perfil de suelo presentados en el borrador NEC-24; sin embargo, no se puede tomar como una representación exacta, ya que el programa entrega el grafico utilizando la NEC-15.

Al utilizar un soporte empotrado, el esfuerzo al que se encuentran sometidos los elementos de la estructura es considerablemente menor, lo que permite la optimización de estos.

RECOMENDACIONES

El diseño de las cimentaciones se realizó asumiendo el tipo de suelo que se presenta en el Sur de Quito, pero para realizar un diseño más apegado a la realidad se recomienda realizar un estudio de suelo, el cual nos permita identificar la capacidad portante del mismo y poder determinar la profundidad de la zapata.

Retirar la luminaria que existe en la cancha, ya que, al implementar la cubierta, será un elemento que interrumpa el proceso constructivo.

Presentar un programa de mantenimiento periódico a la cubierta con el fin de evitar que sus elementos presenten daños con el paso del tiempo.

Verificar la orientación de los perfiles, ya que, si es inadecuada conduce a errores en la elección de estos, lo que impacta en la elaboración del presupuesto, lo que genera un aumento en el costo de la obra, se recomienda trabajar en una vista extruida cuando se ha completado la modelación del proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Published By the American Society OF Civil Engineers

Bittar, A. M., & Páez, M. C. (2004). *Criterios de diseño para conexiones soldadas en estructuras con perfiles tubulares* [Tesis de Pregrado, Universidad Central de Venezuela].

<http://saber.ucv.ve/bitstream/10872/2054/1/TESISPDF.pdf>

Brotóns, P. U. (2013). *Construcción de estructuras de madera*. Editorial Club Universitario

Caguano Torres, Patricio Gabriel, (2017), *ALTERNATIVAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE PARA “EL PROYECTO DE EDIFICACIÓN CAGUANO TORRES”*. [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador].

<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/14107/1/UPS%20-%20ST003021.pdf>

Celigiüeta-Lizarza, J. T. (2019). Diseño de estructuras de acero. *TECNUN UNIVERSIDAD DE NAVARRA*

<https://dadun.unav.edu/server/api/core/bitstreams/50209cdd-b93e-4203-b8f8-15e084c92e17/content>

Clement, G. V. (2006). *Estructuras de acero. Introducción al diseño*. Univ. Nacional de Colombia.

[https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=5AKRUzvdwxsC&oi=fnd&pg=PA142&dq=5.%09Clement,+G.+V.+\(2006\).+Estructuras+de+acero.+Introducci%](https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=5AKRUzvdwxsC&oi=fnd&pg=PA142&dq=5.%09Clement,+G.+V.+(2006).+Estructuras+de+acero.+Introducci%)

C3%B3n+al+dise%C3%B1o.+Univ.+Nacional+de+Colombia.&ots=082sEt
mv7U&sig=RlbDPWrKOhFOMyXuuCgyW53c-dI#v=onepage&q&f=false

Council, I. C. (2017). *2018 International Building Code*. IBC. ISBN: 978-1-60983-735-8

<https://codes.iccsafe.org/content/IBC2018P6>

Cype, A. (2023). *Los tipos de apoyo en un análisis estructural*. CYPE INGENIEROS PERÚ.

<https://www.cype.pe/blog/los-tipos-de-apoyo-en-un-analisis-estructural/>

Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis estructural*. Editorial Pearson México

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): Cargas No Sísmicas, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-CG. Quito, Ecuador

Ministerio de Desarrollo Urbano Y vivienda. (2015): Estructuras de Hormigón Armado, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-HM. Quito, Ecuador

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): Geotécnia y Cimentaciones, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-GC. Quito, Ecuador

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): Peligro Sísmico, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-DS. Quito, Ecuador

McCORMAC, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega grupo editor.

Riddell, R., & Hidalgo, P. (1997). *Diseño estructural*. Ediciones UC

Sambrano M. (2014). *Introducción al Análisis Estructural*
<https://es.slideshare.net/mikelitox/introduccin-al-analisis-estructural>

Rosario Carlos (2021). *Tipos de conexiones para estructuras de Acero*
<https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero>

GLOSARIO

LRFD: diseño por factores de carga y resistencia

R_u : fuerza requerida utilizando las combinaciones de carga LRFD

R_n : fuerza nominal

v_b : velocidad corregida del viento en m/s

V : velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno

ρ : densidad del aire, adopta un valor de 1.25 kg/m³

S : coeficiente de corrección

Sotavento: parte de la estructura hacia donde se dirige el viento

Barlovento: parte de la estructura que recibe de forma directa la presión del viento

r : densidad del viento

C_e : coeficiente de entorno

C_f : coeficiente de forma

S : carga de granizo

γ_s : peso específico del granizo (en defecto: 1000 kg/m³)

H_s : altura de acumulación

D : carga permanente

E : carga por sismo

L : carga viva

Lr: carga viva adicional

W: carga de viento

R: carga por lluvia

NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción-Seguridad Estructural-Peligro Sísmico, Diseño Sismo resistente

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

η : razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

F_a : coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

F_s : comportamiento no lineal de los suelos

Deriva: es la diferencia de desplazamiento que se produce entre dos puntos de una estructura.

C_{pv} : carga puntual del viento.

C_{dv} : carga distribuida del viento.

ρ_s : área de refuerzo longitudinal.

A_g : área bruta de la sección.

ANEXOS

Cronograma de actividades

Tabla 48

Cronograma de actividades

Cronograma de actividades		Semanas							
N.	Descripción	1	2	3	4	5	6	7	8
Preparación de la cancha para la cubierta									
1	Desbroce y limpieza								
2	Replanteo y nivelación								
3	Retiro de luminarias existentes								
4	Excavación a mano								
5	Fundición replantillo (h=7.5 cm)								
6	Acero de refuerzo cimentaciones								
7	Acero de refuerzo pedestal de concreto (h=0.30m)								
8	Fundición pedestales de concreto								
Montaje de la estructura									
9	Compra de materiales								
10	Preparación de materiales (incluye primera mano de pintura en los perfiles)								
11	Ubicación placa base								
12	Ubicación de columnas de los pórticos								
13	Ubicación de vigas de la estructura								
14	Ubicación de correas								

15	Segunda mano de pintura a la estructura								
16	Ubicación de sensores								
17	Ubicación de cubierta acabado finales (incluye limpieza final del lugar)								

Nota. Cronograma de actividades contemplando una duración del proyecto de 2 meses. Elaborado por: La autora.

Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se toma en cuenta las etapas del proyecto y las cantidades de obra, de manera que se obtiene:

Tabla 49

Cantidades de obra

Cantidades de obra				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo total
Desbroce y limpieza	m2	300.00	1.35	405.00
Replanteo y nivelación	m2	300.00	3.40	930.00
Retiro de luminaria	u	1	7.85	7.85
Acero estructural fy=2530 kg/cm2 (perfiles)	kg	6966.64	2.42	16859.27
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	960.56	2.42	2324.56

Hormigón	m3	6	181.81	1090.86
simple $f'_c=210$				
kg/cm2				
Hormigón	m3	4.68	147.19	688.85
replanteo				
$f'_c=180$				
kg/cm2				
Cumbrero	m	24	5.54	132.96
0.40mm				
Canales de	m	30	13.55	677.50
agua lluvia				
Pintura para	m2	300	2.64	792.00
perfiles de				
estructura				
metálica				
Instalación de	u	-	27.22	27.22
luminarias				

Nota. Cantidades de obra que representa la cuantificación de material que será utilizado para la construcción de la cubierta, los valores están sujetos a cambios de existir una modificación en los perfiles utilizados. Elaborado por: La autora.

En la Tabla. 50 se encuentra un resumen de los elementos que serán tomados en cuenta para la ejecución de la obra, considerando los desperdicios:

Tabla 50*Desglose de personal*

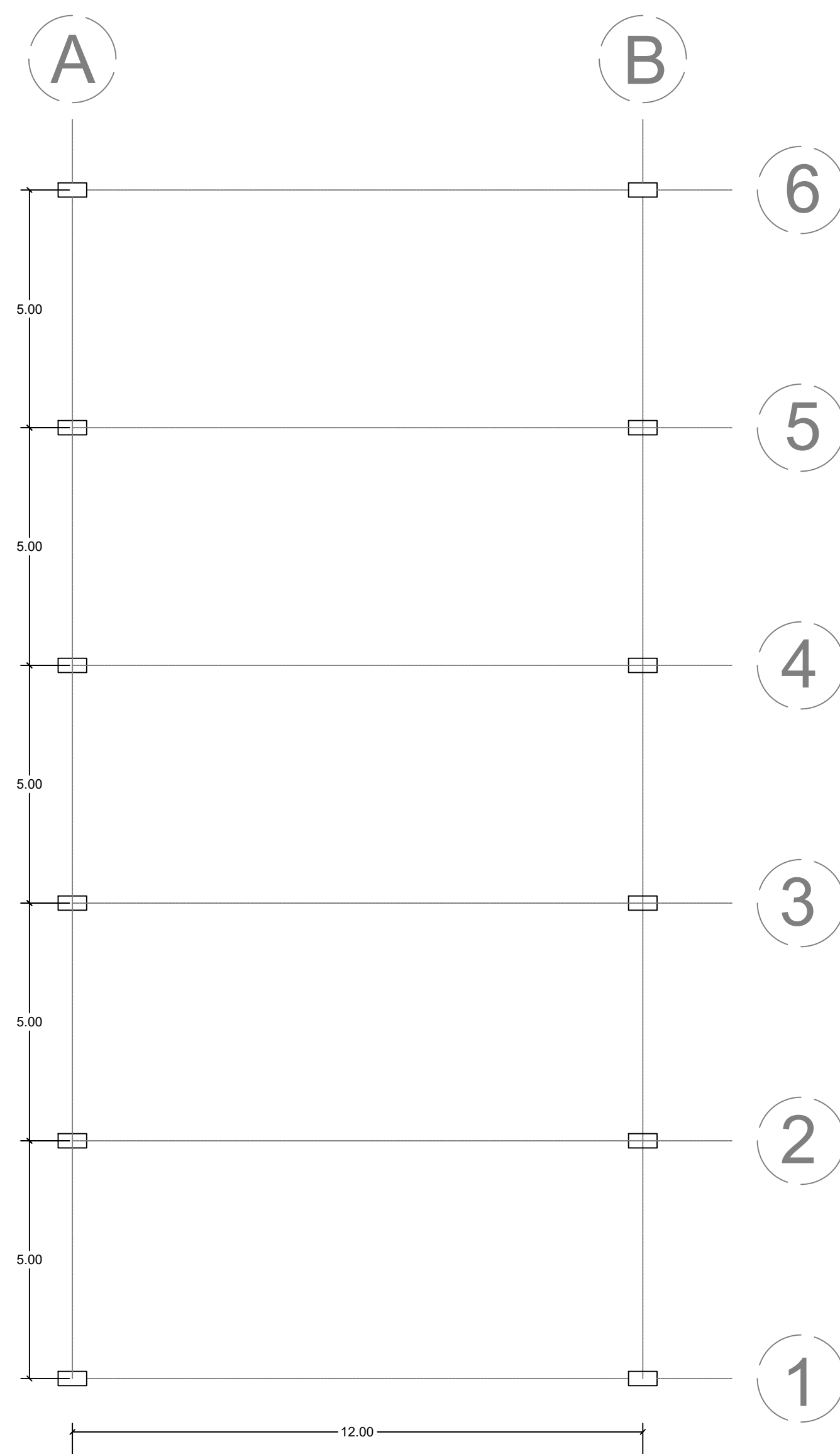
Presupuesto				
Descripción	Cantidad	Costo/hora	Días de trabajo	Costo total
Primera etapa de trabajo				
Albañil	1	4.19	35	146.65
Peón	2	4.14	35	144.90
Inspector de obra	1	4.65	35	162.75
Técnico electricista	1	4.19	7	29.33
Ayudante electricista	2	4.14	7	28.98
Segunda etapa de trabajo				
Técnico electricista	1	4.19	40	167.60
Ayudante de soldadura	2	4.14	40	165.60
Inspector de obra	1	4.65	40	186.00
Equipos y herramientas de trabajo				
Herramienta menor	u	15.00	40	600.00

Máquinas de soldadura	2	35.00	40	1400.00
Electrodos E6011	u	30.00	40	1200.00
Máquinas de corte	2	30.00	40	1200.00
Retro excavadora	1	30.00	2	60.00
Grúa	1	1000.00	1	1000.00
Andamio	20	10.00	30	300.00
Extras	u	30.00	40	1200.00

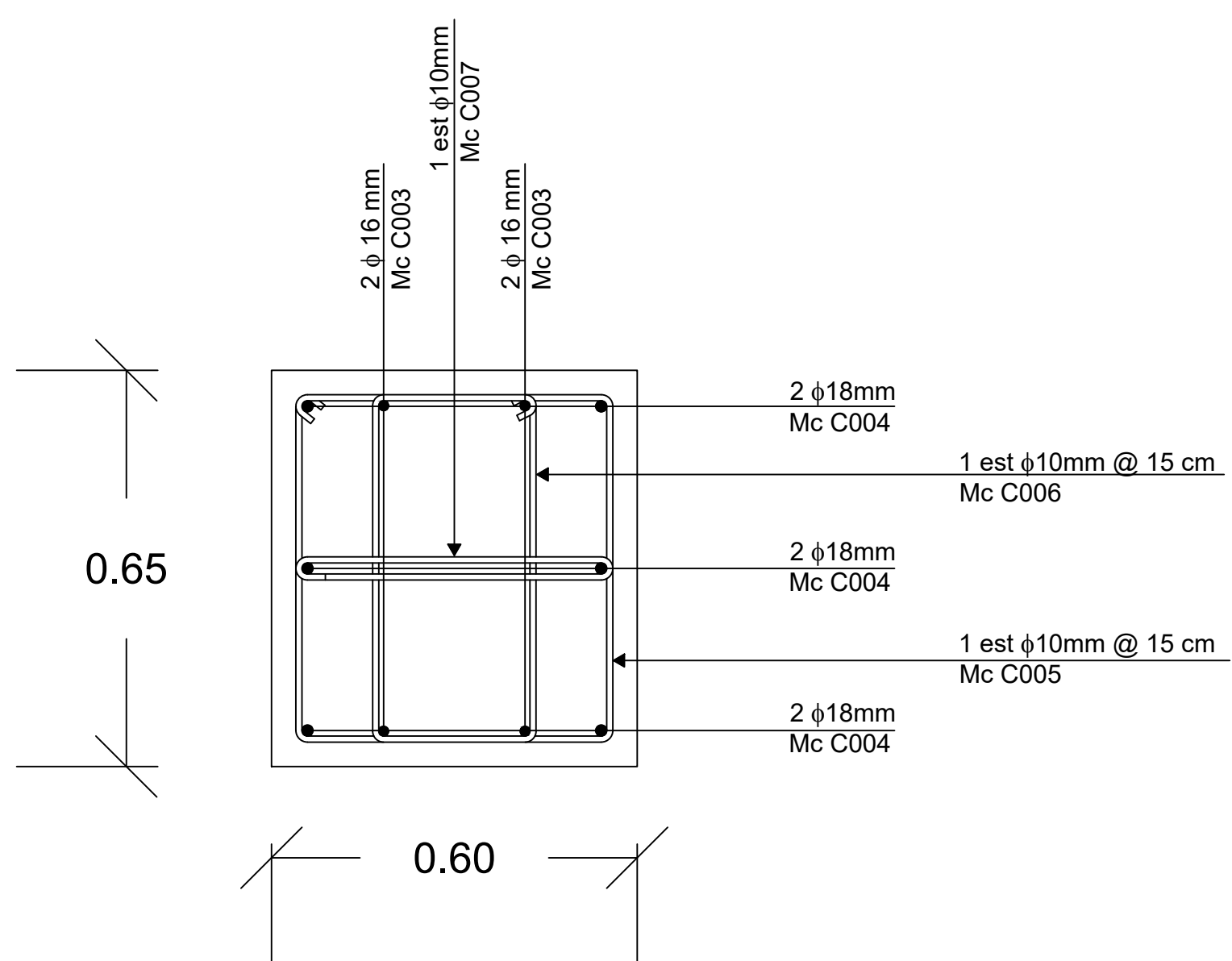
Nota. El personal descrito en el presupuesto se asignó en función de cada etapa de desarrollo del proyecto. Elaborado por: La autora.

Presupuesto final de la obra: \$30.896.06 (valor sin incluir IVA)

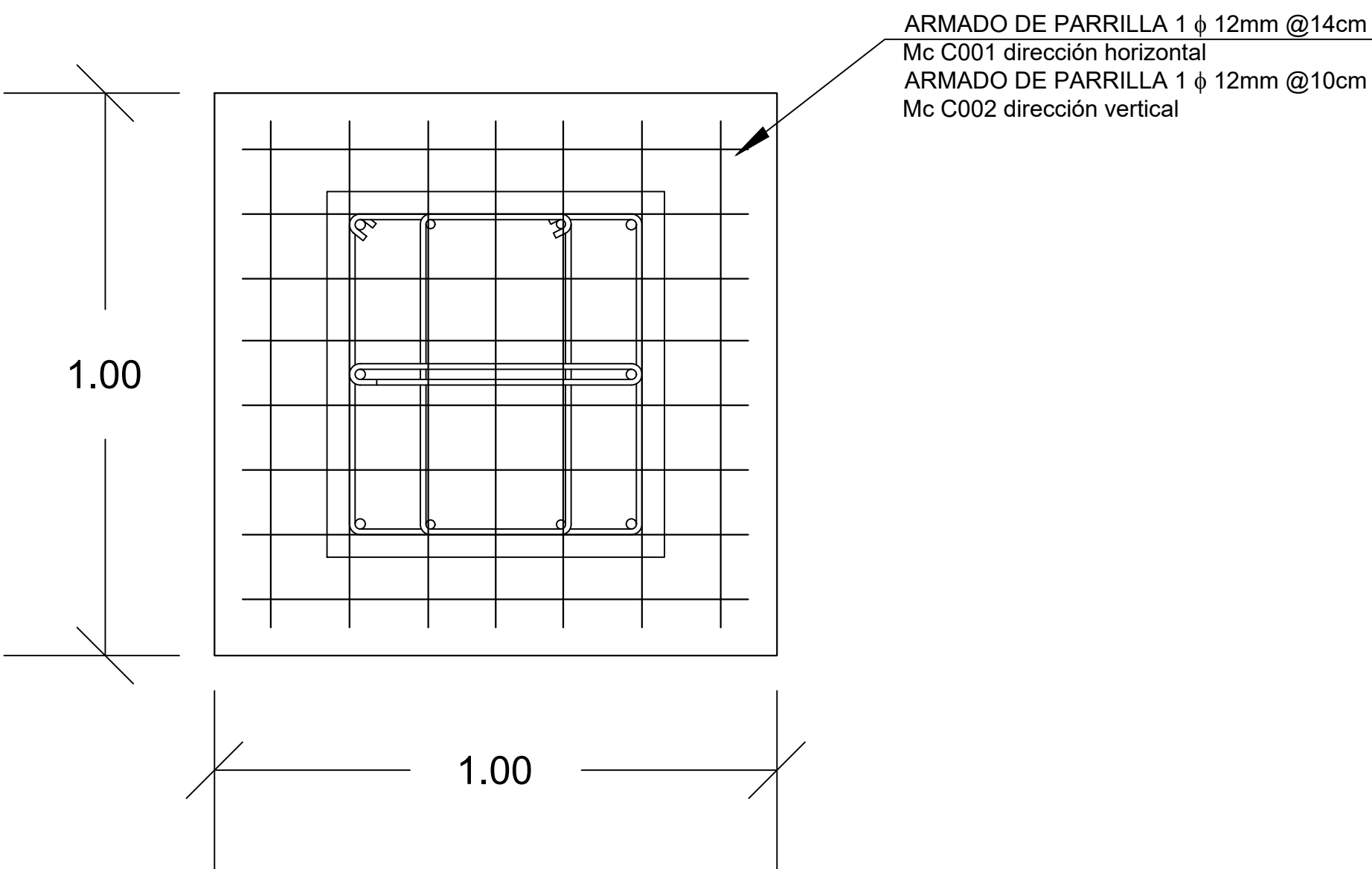
VISTA EN PLANTA CIMENTACIONES
E 1:100



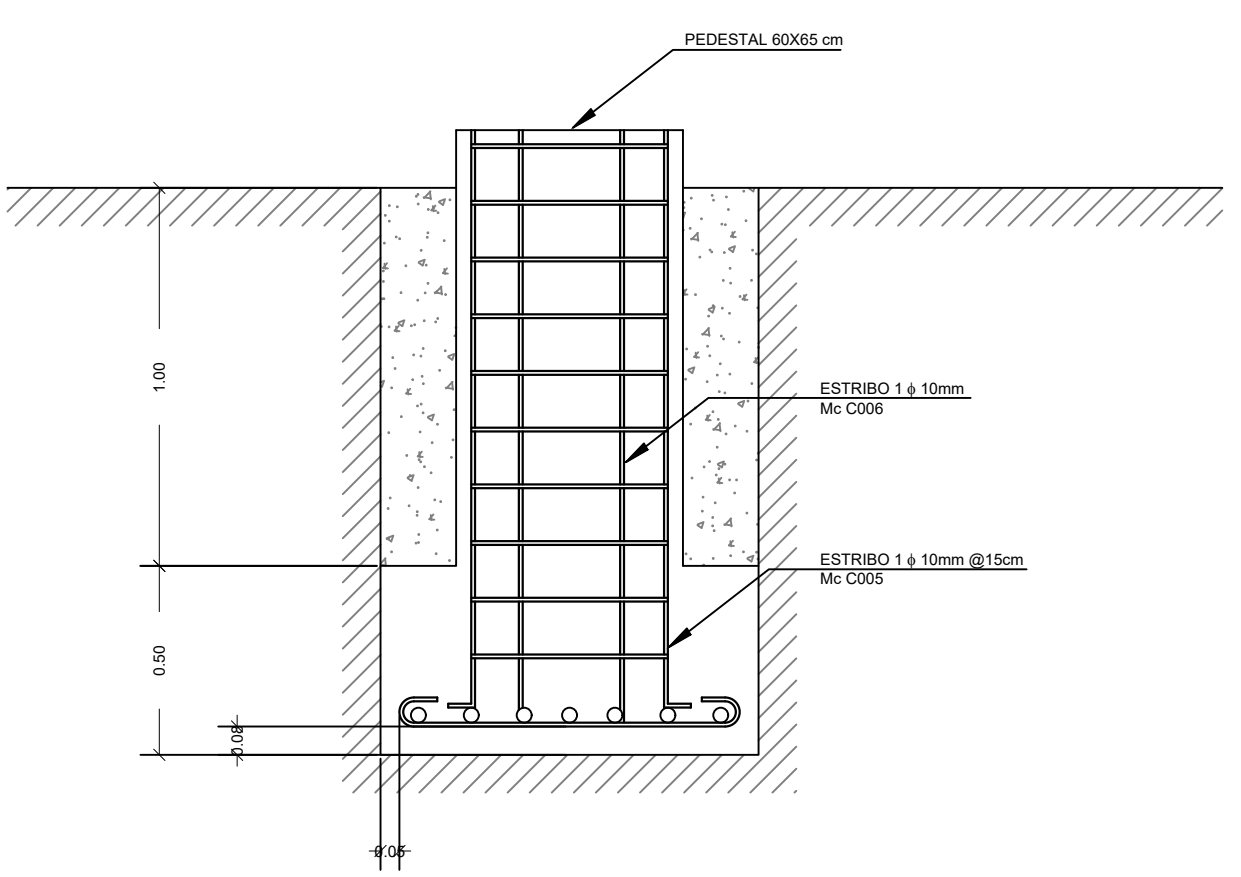
DETALLE PEDESTAL DE CONCRETO
E1:10



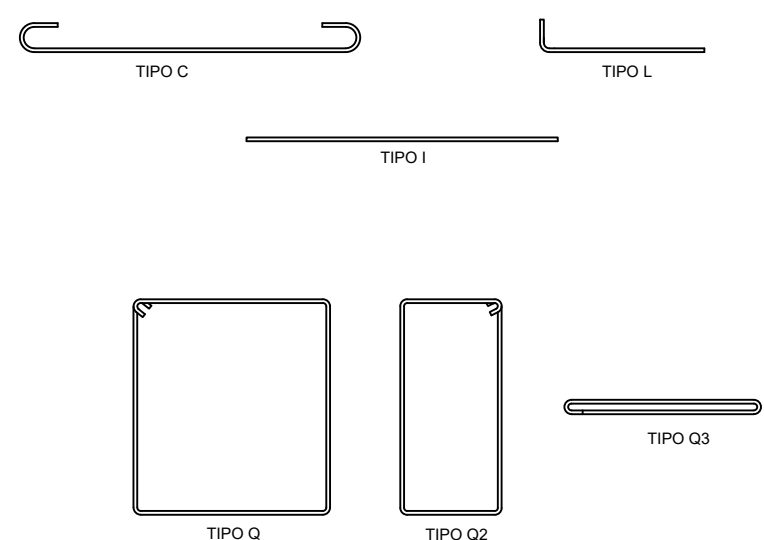
VISTA EN PLANTA DE CIMENTACION CON PEDESTAL
E1:10



ZAPATA ESQUINERA
E1:10



TIPOS DE HIERROS



PLANILLA DE HIERROS

Mc	TIPO	D	No.	DIMENSIONES (m)						LONGITUD DESARROLLO (m)	LONGITUD TOTAL (m)
				a	b	c	d	e	g		
ZAPATAS											
Mc C001	C	12	84	0.90	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	1.30	109.20
Mc C002	C	12	96	0.90	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	1.30	124.68
PEDESTAL DE CONCRETO											
Mc C003	L	16	48	0.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	33.41
Mc C004	L	18	72	0.60	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.71	50.98
Mc C005	Q	10	348	0.57	0.52	0.11	0.00	0.00	0.00	1.20	416.90
Mc C006	Q2	10	348	0.57	0.27	0.10	0.00	0.00	0.00	0.93	325.03
Mc C007	Q3	10	348	0.04	0.52	0.10	0.00	0.00	0.00	0.65	227.59

LOSA ENTREPISO1					
D (mm)	W(kg/m)	L (m)	No. varillas	No. Varillas_usar	P. total (kg)
10	0.62	969.53	80.79	22.00	598.20
12	0.89	233.88	19.49	3.00	207.69
16	1.58	33.41	2.78	4.00	52.72
18	2.00	50.98	4.25	5.00	101.95
TOTAL					960.56

UBICACIÓN: SITIO DE INTERVENCIÓN

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
INGENIERÍA CIVIL

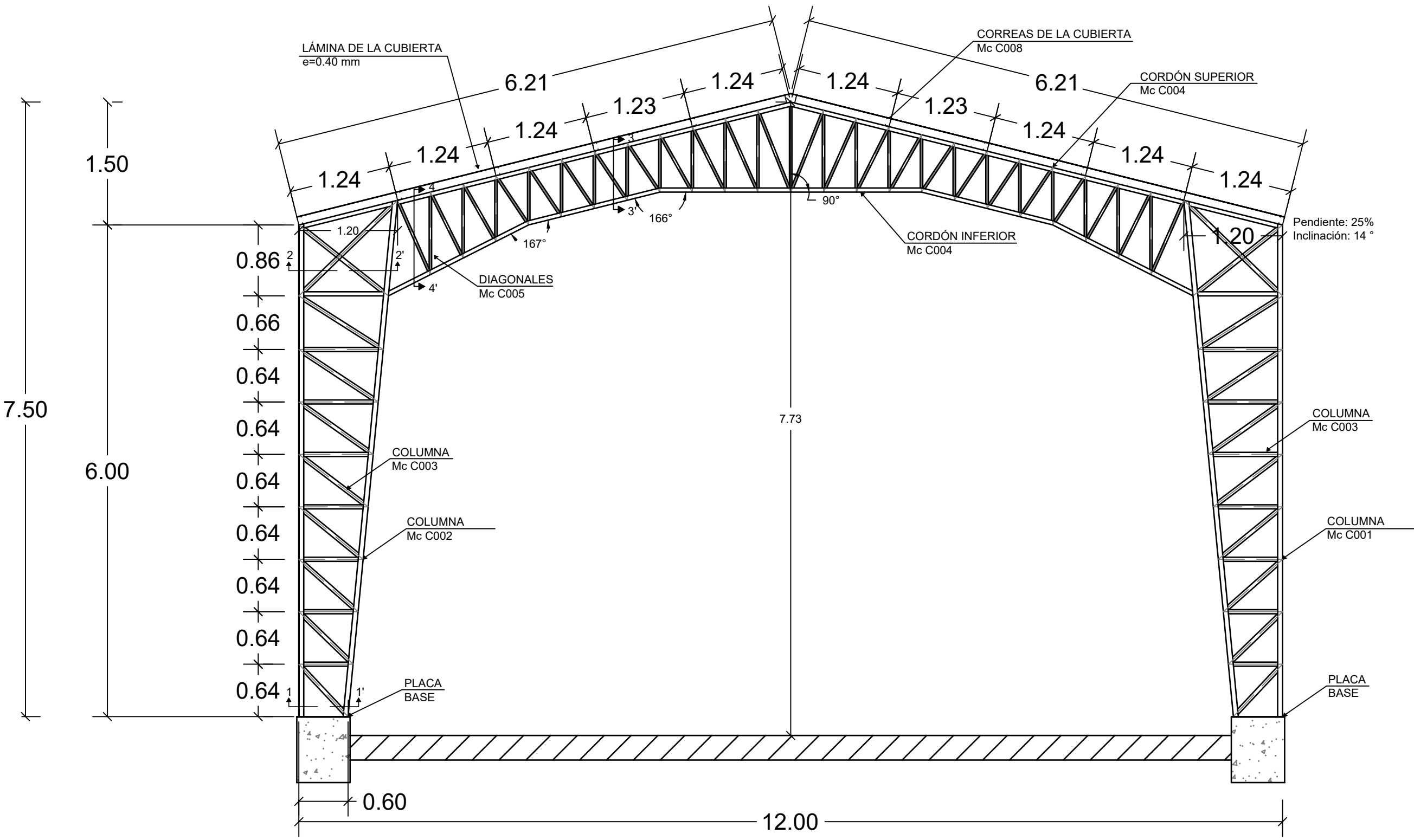
DISEÑO	UBICACIÓN:	CANCHAS MÚLTIPLE UBICADA EN EL BARRIO SAN MARTÍN DE PORRES	
	PROYECTO:	CUBIERTA METÁLICA	CONTIENE: - VISTA DE CIMENTACIONES - DETALLE PEDESTAL DE CONCRETO - CORTE ZAPATA ESQUINERA - PLANILLA DE HIERROS
	ESCALA:	INDICADAS	
	DIBUJO ACAD:	WENDY QUEZADA	
	FECHA:	ENERO - 2023	

WENDY QUEZADA

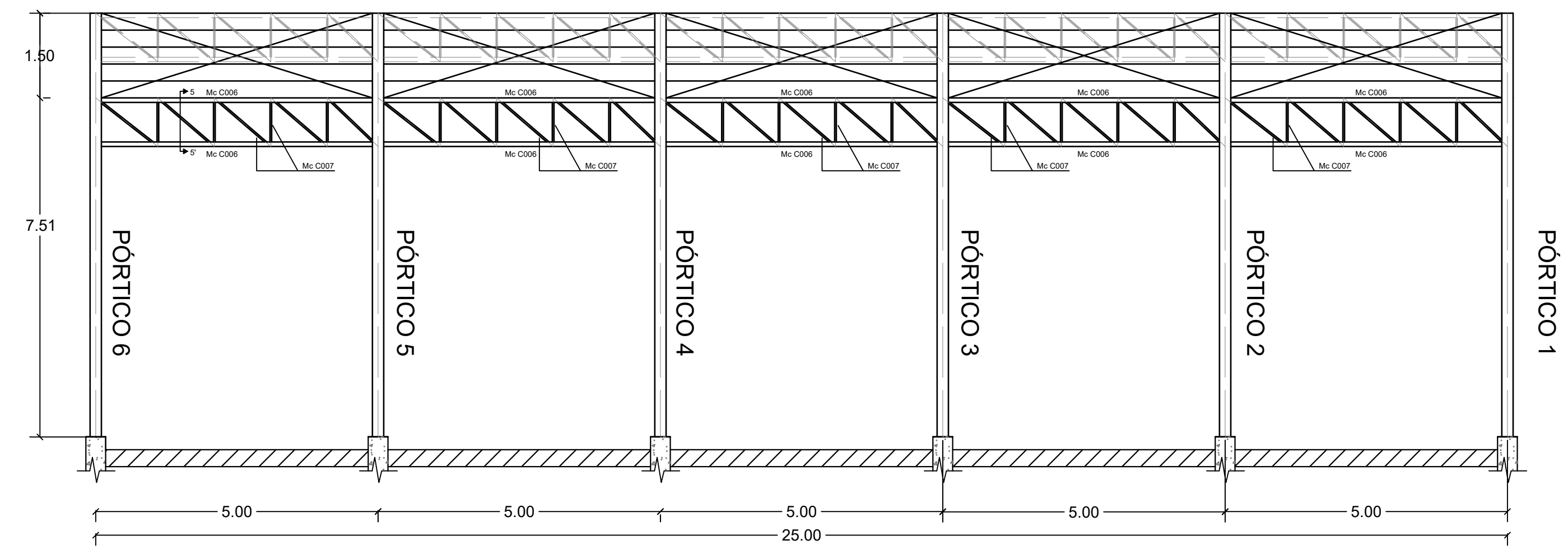
FECHA: ENERO - 2023

LÁMINA N° 01/03

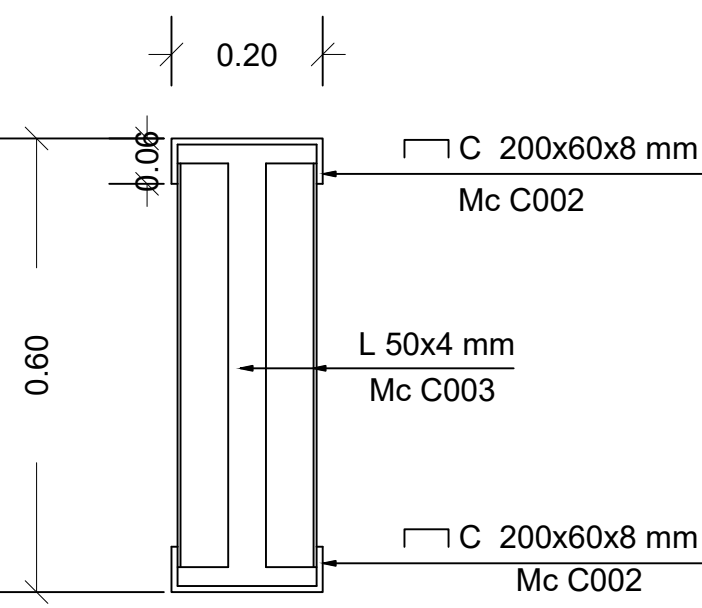
VISTA FRONTAL
E 1:50



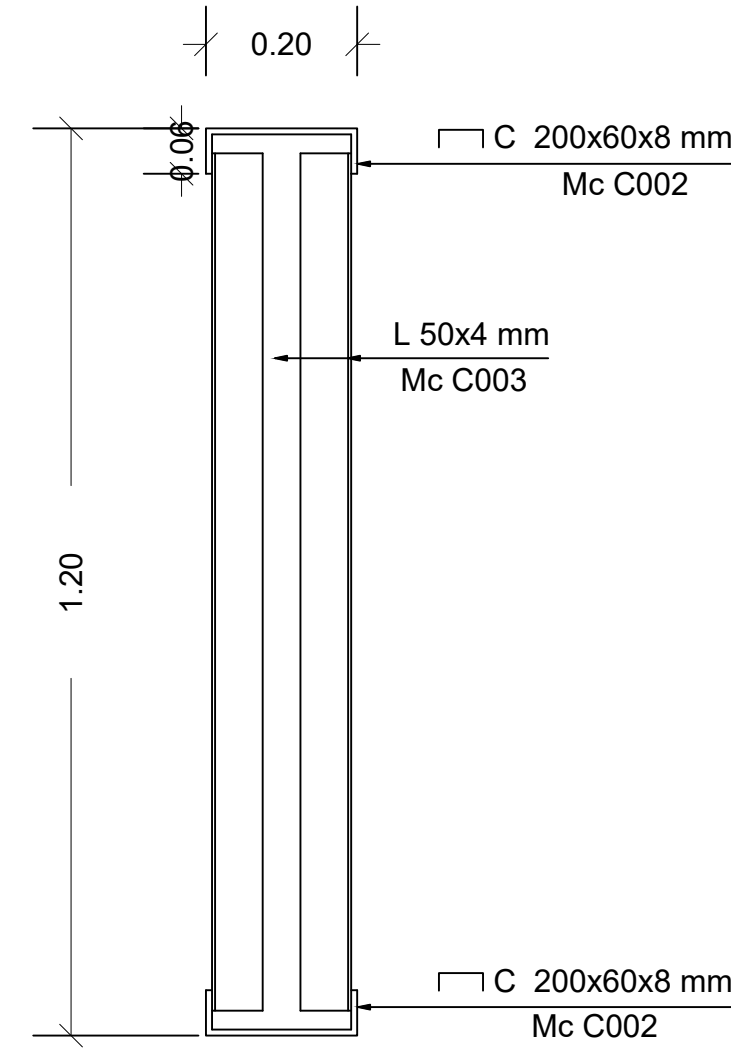
VISTA LATERAL
E 1:75



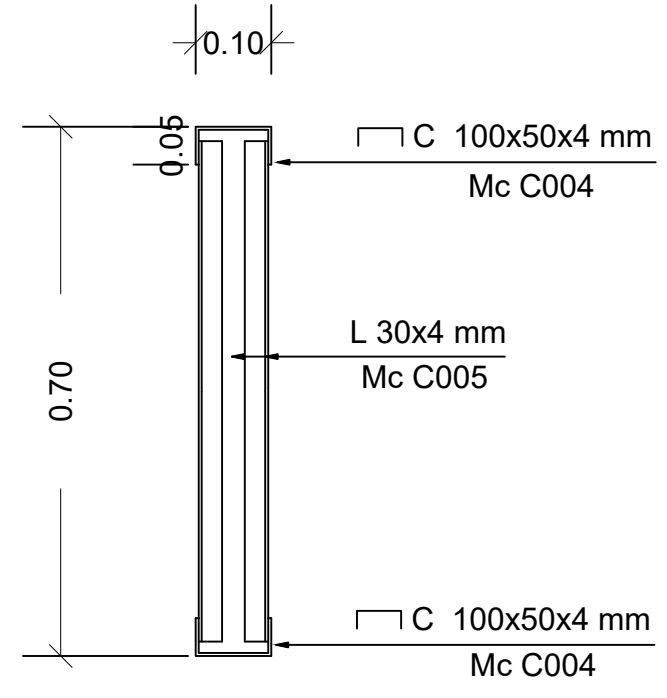
CORTE COLUMNA 1-1'
E 1:10



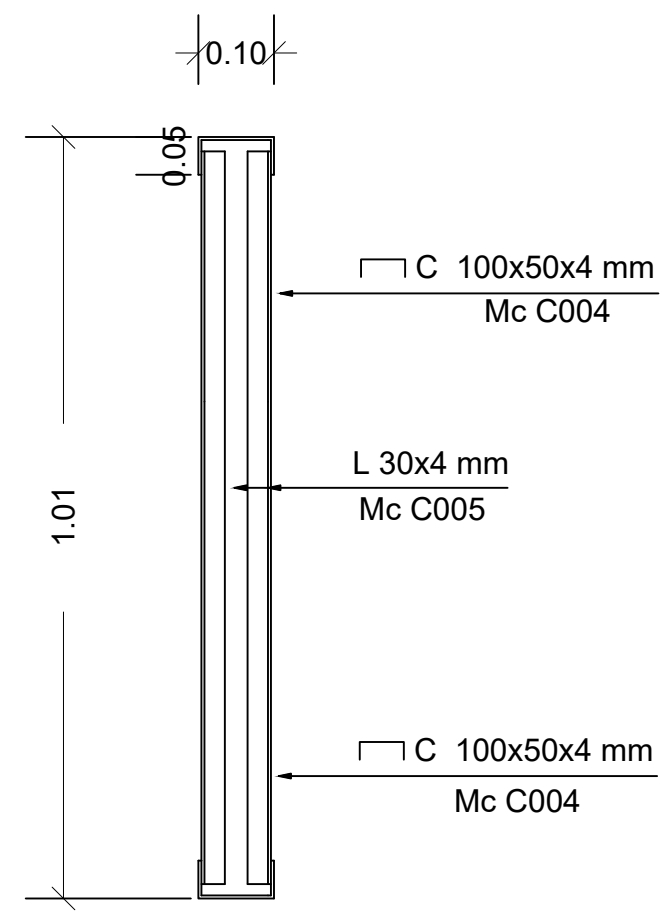
CORTE COLUMNA 2-2'
E 1:10



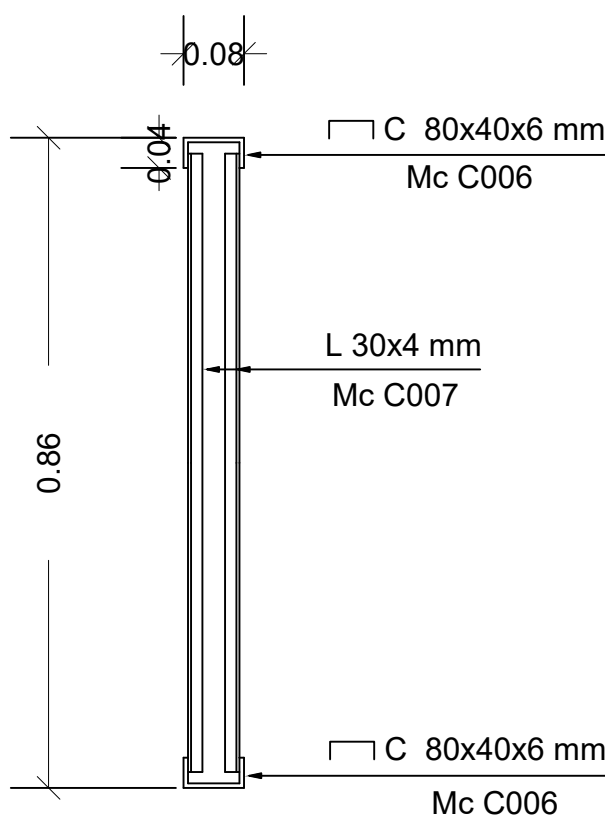
CORTE CORDÓN
SUP. E INF 3-3'
E 1:10



CORTE CORDÓN
SUP. E INF 4-4'
E 1:10



CORTE VIGA DE AMARRE 5-5'
E 1:10



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EL ANCLAJE DE LOS TENSORES SE REALIZARÁ CON SOLDADURA A LA ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA.
- PARA LA PROTECCIÓN DE LAS VARILLAS SE UTILIZARÁ PINTURA ANTICORROSIVA.
- EL ESPESOR MÍNIMO DE LA SUELDA DEBERÁ REALIZARSE BAJO LAS NORMAS AISC-1-17

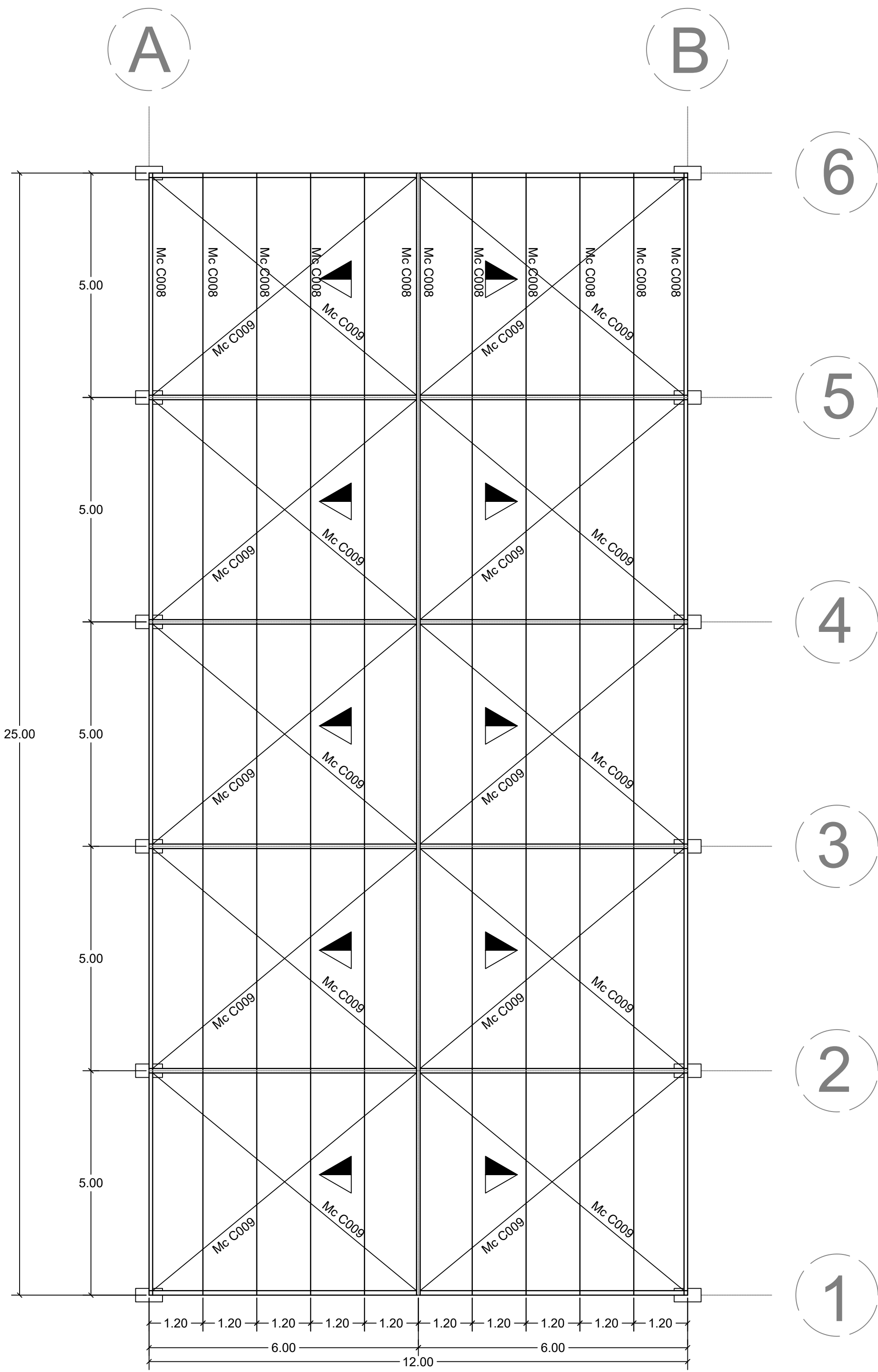
UBICACIÓN: SITIO DE INTERVENCIÓN



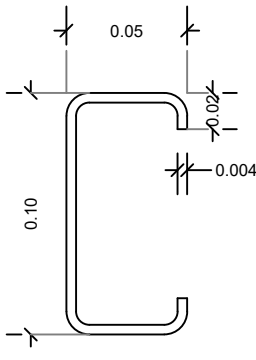
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO	UBICACIÓN:	CANCHAS MÚLTIPLE UBICADA EN EL BARRIO SAN MARTÍN DE PORRES	
	PROYECTO:	CUBIERTA METÁLICA	CONTIENE:
	ESCALA:	INDICADAS	- VISTA FRONTAL
	DIBUJO ACAD:	WENDY QUEZADA	- VISTA LATERAL
WENDY QUEZADA	FECHA:	ENERO - 2023	- CORTE SECCIÓN COLUMNA
			- CORTE SECCIÓN CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR
			- CORTE VIGAS DE AMARRE

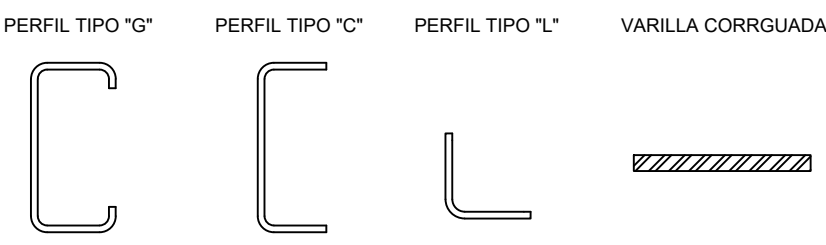
VISTA EN PLANTA CUBIERTA
E 1:100



CORREAS
G 100x50x15x4 mm



TIPOS DE PERFILES



Mc	TIPO	No.	DIMENSIONES (mm)						LONGITUD DESARROLLO (m)	PESO Kg/m	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (Kg)
			a	b	c	d	e	g				
PÓRTICOS												
Mc C001	C	12	200.00	60.00	60.00	0.00	0.00	0.00	6.00	14.02	72.00	1009.44
Mc C002	C	12	200.00	60.00	60.00	0.00	0.00	0.00	6.33	18.23	75.96	1384.77
Mc C003	L	12	50.00	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.41	2.90	220.92	640.67
CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR												
Mc C004	C	12	100.00	50.00	50.00	0.00	0.00	0.00	11.35	5.51	136.20	750.46
Mc C005	L	12	30.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.27	1.65	231.22	381.51
VIGAS DE AMARRE												
Mc C006	C	15	80.00	40.00	40.00	0.00	0.00	0.00	5.00	6.49	75.00	486.75
Mc C007	L	15	30.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.04	1.65	150.57	248.44
CORREAS												
Mc C008	G	12	100.00	50.00	50.00	15.00	0.00	0.00	25.00	6.29	300.00	1887.00
TENSORES												
Mc C009	V	φ 12	-	-	-	-	-	-	25.00	0.89	200.00	177.60

PERFILES REQUERIDOS			
Perfil (mm)	W(kg/m)	L (m)	P. total (kg)
C 200x60x8	18.23	75.96	1384.77
C 200x60x6	14.02	72.00	1009.44
C100x50x4	5.51	136.20	750.46
C80x40x6	6.49	75.00	486.75
L 50x4	2.90	220.92	640.67
L30x4	1.65	381.79	629.95
G100x50x15x4	6.29	300.00	1887.00
TOTAL			6966.64

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS AR 2000					
Ancho útil (mm)	1040				
Altura de onda (mm)	37				
Espesores (mm)	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
Separación entre apoyos (m)	1.34	1.69	2.06	2.30	2.61
Peso (kg.m2)	3.03	3.49	3.95	4.41	5.33

PANEL AR-2000				
Ancho útil (mm)	Altura de onda (mm)	Espesor (mm)	Separación entre apoyos (m)	Peso (kg/m2)
1040	37.00	0.40	1.69	3.49

UBICACIÓN: SITIO DE INTERVENCIÓN

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
INGENIERÍA CIVIL

DISÑO

WENDY QUEZADA

UBICACIÓN:
CANCHAS MÚLTIPLE UBICADA EN EL BARRIO SAN MARTÍN DE PORRES

PROYECTO:
CUBIERTA METÁLICA

ESCALA:
INDICADAS

DIBUJO ACAD:
WENDY QUEZADA

FECHA:
ENERO - 2023

CONTIENE:

- VISTA EN PLANTA
- TIPO DE CORREA
- TIPO DE PERFILES
- PLANILLA DE PERFILES

LÁMINA N°

03/03