



Universidad del Cauca
Facultad de Ingeniería Civil
Departamento de estructuras

**TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD PASANTÍA
AUXILIAR DE DISEÑO ESTRUCTURAL
H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S**



CHRISTIAN CAMILO BANGUERO TOVAR

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POPAYÁN – CAUCA
2018**



**TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD PASANTÍA
AUXILIAR DE DISEÑO ESTRUCTURAL
H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S**

**CHRISTIAN CAMILO BANGUERO TOVAR
CÓDIGO: 100414010939**

**Informe de práctica profesional para optar al
título de:**

Ingeniero Civil

DIRECTOR:

ING. JOSÉ DARIO BRAVO

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POPAYÁN – CAUCA
26/11/2018**



Nota de aceptación:

Los objetivos del trabajo
de grado se cumplieron
satisfactoriamente.

Firma del director de pasantía.

Firma del jurado.

Firma del jurado.

Popayán, NOV de 2018



AGRADECIMIENTOS

Inicialmente quiero brindar este reconocimiento el triunfo y la gloria a Dios, porque sin el nada de esto sería posible, a mis padres por el apoyo incondicional en el transcurso de esta etapa de mi vida, a los docentes de mi alma mater que contribuyeron con un aporte de conocimiento para mi crecimiento profesional, a mi pareja por el apoyo incondicional que me brindo durante el transcurso de mi carrera, a mis amigos, compañeros y todas las personas que brindaron su aporte para que este sueño fuera posible.



TABLA DE CONTENIDO:

1	INTRODUCCIÓN.....	10
2	JUSTIFICACIÓN	12
3	OBJETIVOS.....	14
	OBJETIVO GENERAL	14
	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
4	INFORMACIÓN GENERAL.....	15
	TITULO DE LA PASANTÍA	15
	NOMBRE DEL PASANTE.....	15
	ENTIDAD RECEPTORA.....	15
	SEDE PRINCIPAL DE TRABAJO	16
	TUTOR POR PARTE DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA.....	16
	TUTOR POR PARTE DE LA ENTIDAD RECEPTORA.....	16
	DURACIÓN.....	16
	RECURSOS UTILIZADOS	17
	METODOLOGÍA	17
	PROYECTOS REALIZADOS	19
5	EJECUCIÓN DE LA PASANTÍA.....	20
	5.1. diseño estructural bodega santa catalina	20
	5.1.1 Información de Entrada	20
	5.1.2 Modelación.....	23
	5.1.3 Diseño de Elementos Estructurales.....	28
	5.1.4 Planos Estructurales	36



5.2. DISEÑO ESTRUCTURAL de los MUROS DE CONTENCIÓN PR 38 +940 y PR 46 + 530 CARRETERA PIEDRA SENTADA LOS UVOS	38
5.2.1. Información de entrada	38
5.2.2. Modelación	41
5.2.3. Diseño elementos estructurales.....	45
5.2.4. Planos estructurales	51
5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL Viaductos coconuco.....	52
5.3.1. Información de entrada	52
5.3.2. Modelación	53
5.3.3. Planos estructurales	57
5.4. REVISIÓN diseño Polideportivo De La Institución Educativa Marco Fidel Suarez.	59
5.4.1. Información de entrada	59
5.4.2. Modelación.....	60
5.5. diseño estructural EDIFICIO DE 5 PISOS URBANIZACIÓN CAMPO BELLO.	69
5.5.1. Información de entrada	69
5.5.2. Modelación	70
5.5.3. Diseño de Elementos Estructurales	74
5.3.3. Planos estructurales	79
6 EXPERIENCIA ADQUIRIDA	81
7 CONCLUSIONES.....	83

LISTADO DE FIGURAS:

Figura 1. Planta primer piso bodega.	22
Figura 2. Planta segundo piso bodega.....	22
Figura 3. Fachada principal bodega.....	23



Figura 4. Planta de cubierta con distancias representativas para anchos aferentes	25
Figura 5. Datos de entrada programa Arquimet	26
Figura 6. Resultados presión de diseño.....	27
Figura 7. Vista 3D Bodega Santa Catalina.....	27
Figura 8. Viga seleccionada para el chequeo	31
Figura 9. Vista 3D Cubierta Bodega Santa Catalina	34
Figura 10. Detalle elementos cercha 1.....	35
Figura 11. Detalle elementos cercha 2.....	35
Figura 12. Detalle viga de cimentación	36
Figura 13. Planta de Cimentación	36
Figura 14. Despiece de Zapatas	37
Figura 15. Despiece de Columnas	37
Figura 16 Valores de Factor de Sitio.....	39
Figura 17. Determinación del Coeficiente de presión sísmica Activa del suelo	42
Figura 18 Espectro de aceleraciones de Diseño.....	42
Figura 19 Planos estructurales Muro PR 38 + 940.....	51
Figura 20 Planos estructurales PR 46+ 530.....	51
Figura 21. Esquemas para la localización de los viaductos	53
Figura 22 Introducción de Cargas sobre nudos	56
Figura 23 Vista 3D sección cercha para viaducto entre cámaras N8-N16 Y N106-N107.....	56
Figura 24 Vista 3D sección cercha para viaducto entre cámaras N30-N31 Y N38-N39.....	57
Figura 25. Secciones transversales Viaductos	57
Figura 26 Elementos y dimensiones cercha Viaducto N8-16	58
Figura 27. Detalle Cimentación.....	58
Figura. 28 elementos de la estructura.....	59
Figura 29 Secciones de la estructura.....	60
Figura 30 comprobación de los elementos mediante Cype 3D	61
Figura 31. Modelo solución 1 planteado	62
Figura 32. Elementos cercha Solución 2.....	64
Figura 33 Elementos Cercha Solución 3.....	65
Figura 34. Detalle Sección transversal del refuerzo	66
Figura 35. Detalle Vista lateral cercha tipo 1	66
Figura 36. Detalles planta de cubierta elementos adicionales.....	66
Figura 37 Detalle de las secciones empleadas en las cerchas	67
Figura 38. Detalle unión tipo	68



Figura 39. Planta arquitectonica piso tipo 3,4,5	70
Figura 40 planta arquitectónica piso 2	70
Figura 41. Modelo 3D de la edificación Campo Bello	73
Figura 42. Disposición de columnas y muros.....	75
Figura 43. Despiece losa de cimentación	79
Figura 44. Despiece Viga 15 entrepiso	80
Figura 45. Despiece columnas C28,C29,C31,C32.....	80

LISTADO DE DIAGRAMAS:

Diagrama 1. Espectro elástico Bodega Santa Catalina	29
Diagrama 2. Proyección en planta Bodega Santa Catalina.....	29
Diagrama 3 Espectro elástico de respuesta Edificación Campo Bello	76
Diagrama 4. Proyección en planta Edificación Campo Bello	76

LISTADO DE TABLAS:

Tabla 1. Parámetros sísmicos de Diseño.....	21
Tabla 2 Resistencia de los materiales usados.	24
Tabla 3 Carga de cubierta puntualizada	25
Tabla 4. Sismo X1 Bodega Santa Catalina.	29
Tabla 5. Sismo X1 Bodega Santa Catalina.	30
Tabla 6. Sismo Y1 Bodega Santa Catalina.	30
Tabla 7. Centro de masa y rigidez Bodega Santa Catalina.	30
Tabla 8. Derivas máximas bodega Santa catalina.	31
Tabla 9. Datos de la sección IPE 240.	32
Tabla 10. Comprobaciones sección IPE 240.	32
Tabla 11.Datos para calculo Lr.	33
Tabla 12.Datos para calculo Mn.	33
Tabla 13. Datos Geotécnicos.....	38
Tabla 14. Factores sísmicos	38
Tabla 15 Factores de sitio.....	40
Tabla 16. Factores sísmicos	40
Tabla 17.Factores de Sitio	40
Tabla 18.Valores para determinar Kh	41
Tabla 19.Valores para el espectro de aceleraciones.....	43
Tabla 20.Valores para el espectro de aceleraciones.....	44
Tabla 21 Datos generales Viaductos	52
Tabla 22. Resistencia de los materiales.....	54



Tabla 23 Secciones y Dimensiones Viaductos.....	55
Tabla 24. Descripción de los elementos.	59
Tabla 25.Datos Modelación	61
Tabla 26 perfiles propuestos para la solución 1	63
Tabla 27. Perfiles propuestos para solución 2	64
Tabla 28. Datos de la sección a soldar	68
Tabla 29. Chequeo par soldadura en cerchas	68
Tabla 30. Parámetros sísmicos de Diseño.....	69
Tabla 31. Resistencia de los materiales usados.....	71
Tabla 32. Cargas empleadas en el análisis.	71
Tabla 33. Sismo x proyecto Campo bello.....	77
Tabla 34.Sismo y proyecto Campo bello.....	78
Tabla 35.Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades Campo Bello	78
Tabla 36. Control de derivas Campo bello	78

ANEXOS

Carta de aceptación por parte de la entidad receptora.....	85
Resolución de aprobación de pasantía.....	86
Certificado de cumplimiento de intensidad horaria por parte de la entidad receptora.....	87



1 INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de poder acceder al título de Ingeniero Civil, en este documento se describe la práctica profesional a realizar como auxiliar de diseño estructural en la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S. conforme al acuerdo N° 027 de 2012 emanado por el Consejo Superior Universitario y la resolución N° 820 del 14 de octubre del 2014 del Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, por lo cual se reglamenta el trabajo de grado en la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca y se establece la modalidad de pasantía o práctica empresarial.

En aras de continuar con el desarrollo de mi formación académico-profesional y tomando en consideración la importancia que cobra en la actualidad la ingeniería estructural en nuestro medio circundante, debido a las diversas eventualidades relacionadas con nuestro campo de acción en la ingeniería Colombiana y considerando que nos encontramos ubicados en una zona de amenaza sísmica alta, se vuelve ineludible el conocimiento de los diferentes parámetros de diseño estructural que intervienen en los proyectos, es por ello que se espera contrastar los conocimientos teóricos adquiridos durante el proceso de aprendizaje en la academia, con los conocimientos prácticos que se emplean en la resolución de problemas en la ingeniería estructural, dando paso al aprendizaje de las diversas metodologías, procesos y requerimientos normativos que en su conjunto y de forma articulada conforman el diseño estructural.

Tomando como base fundamental los conocimientos teóricos adquiridos durante el proceso de formación en la academia, se proyecta, mediante el desarrollo de la práctica profesional, ahondar en la comprensión y el entendimiento de las diversas técnicas desarrolladas y empleadas en el diseño estructural de las diferentes obras y proyectos de infraestructura que se encuentran a cargo de la empresa H Y C



INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S, de igual forma considerando la ubicación geográfica donde nos encontramos con una alto componente de vulnerabilidad sísmica, se convierte en un parámetro inevitable el diseño de estructuras que garanticen la seguridad y la conservación de las vidas humanas bajo efectos de la acción sísmica.



2 JUSTIFICACIÓN

Se considera que la práctica profesional se convierte en el medio más adecuado para dar un nuevo paso al campo laboral y permitir el contraste de los conocimientos adquiridos durante la formación académica, con respecto a la ejecución del ejercicio profesional del ingeniero civil tanto al interior de las organizaciones como un componente de una estructura organizativa como en su entorno circundante como un componente social. Tomando en cuenta lo anterior el desarrollo de la práctica profesional en la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S. compone un elemento fundamental que me permitirá adquirir experiencia en el campo real sobre el proceso de diseño de una forma directa. Del mismo modo en el transcurso de la práctica pretendo relacionarme laboralmente con los diversos profesionales que interactúan y hacen parte de los diferentes proyectos, con el objetivo de crecer profesionalmente y adquirir las destrezas y habilidades que me permitan tener un criterio profesional idóneo.

El desarrollo de la práctica profesional contribuye a la sociedad en la manera en que consigue, que el estudiante realice su transición de la teoría a la práctica con un acompañamiento y revisión continua por parte de un profesional capacitado y con experiencia, que garantice la adecuada ejecución y adquisición del conocimiento teórico-prácticos en las tareas asignadas durante la práctica profesional, repercutiendo en profesionales capacitados que salen al mercado con conocimientos específicos teórico-prácticos que permiten la ejecución y consecución de las obras de una forma óptima y con un desempeño destacable, por lo cual la sociedad garantiza que el sujeto activo en su profesión cuenta con las habilidades idóneas y suficientes que permitan el desarrollo de las diversas obras de una forma ética y responsable.



La empresa objeto de la pasantía desarrolla una considerable cantidad de proyectos relacionados con el diseño estructural de diversas obras y tiene como objetivo correlacionar al pasante en el proceso de diseño y toma de decisiones, la supervisión y el control de la calidad, de tal manera que se forme y fortalezca el carácter profesional del estudiante como próximo Ingeniero civil en desarrollo y ejecución de los diferentes diseños, tales como, viviendas de pisos sencillos o múltiples pisos con diferentes modelos estructurales, puentes de losa maciza y aligerada, edificaciones y estructuras de acero.



3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Tomar participación activa y responsable como auxiliar de diseño en el desarrollo, planteamiento y ejecución de los diversos proyectos que puedan ser llevados a cabo en la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Contrastar y ampliar los conocimientos adquiridos durante la formación académica con respecto a la práctica en el diseño de estructuras.
- Determinar mediante el uso del reglamento colombiano de construcción sismo resistente, estructuras estables, seguras y resistentes.
- Obtener los conocimientos empleados para un adecuado diseño de estructuras, cumpliendo la normatividad existente.
- Complementar los conocimientos adquiridos en el desarrollo académico con técnicas, métodos y software empleados para el diseño estructural
- Registrar las actividades realizadas a lo largo de la pasantía.



4 INFORMACIÓN GENERAL

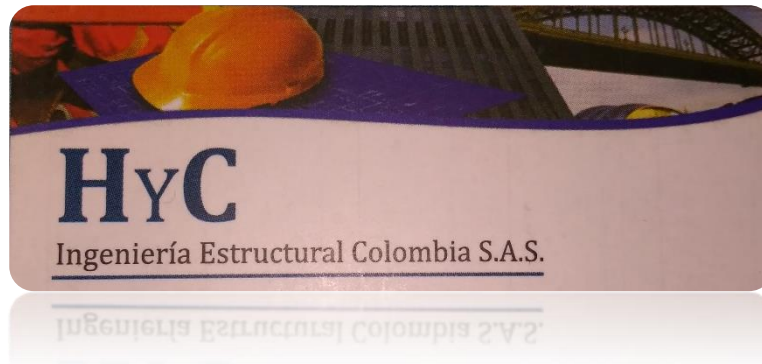
TITULO DE LA PASANTÍA

Auxiliar de diseño estructural.

NOMBRE DEL PASANTE

Christian Camilo Banguero Tovar

ENTIDAD RECEPTORA



La empresa **HYC INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S** es creada en la ciudad Popayán con el fin de prestar los servicios de asesoría, consultoría, diseño, construcción y supervisión técnica de obras civiles a empresas, contratistas, ingenieros, arquitectos y personas naturales del país con aras de consolidarse como una empresa líder en el mercado de prestación de servicios profesionales en el campo de la ingeniería civil, la empresa cuenta con diversidad de clientes entre los cuales están, la Caja De Compensación Familiar Del Cauca, corporación universitaria autónoma del Cauca, solárium construcciones S.A.S. Entre otros, la compañía también desarrollo múltiples proyectos dentro de los cuales están, el Diseño estructural Edificio Solárium, ubicado en la carrera 6 46 N 21 Popayán, área 14000 mts², edificio de diez pisos y dos sótanos, el Diseño estructural Edificio Capilla 52, ubicado en calle 52 Norte con carrera 15 Popayán, área 2870 mts²,



edificio de tres pisos, la Evaluación Estructural Puente La Luisa sobre el Rio La Paila (Valle), entre otros proyectos desarrollados, para concluir la empresa se inclina para servir de apoyo a personas naturales y jurídicas, contratistas, arquitectos, ingenieros civiles, al sector empresarial y comercial y al público en general que se relacione con el desarrollo de obras civiles.

MISIÓN: prestar el servicio de asesoría, consultoría, diseño, construcción y supervisión técnica de obras civiles a empresas, contratistas, ingenieros, arquitectos y personas naturales del país.

VISIÓN: consolidarse como una empresa líder en prestación de servicios profesionales del ámbito de la Ingeniería Civil y expandir la cobertura a nivel nacional para el año 2020.

SEDE PRINCIPAL DE TRABAJO

La práctica profesional se desarrolló la mayor parte del tiempo en la oficina de la empresa ubicada en el barrio El Recuerdo sobre la Carrera 7A # 7N – 66.

TUTOR POR PARTE DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA

- Ingeniero José Darío Bravo

TUTOR POR PARTE DE LA ENTIDAD RECEPTORA

- Ingeniero. Yordi Gómez Moncayo.

DURACIÓN

La práctica profesional inicio el día 23 de julio del año 2018 y se da por terminada a comienzos del mes de noviembre del año 2018, cumpliendo con lo acordado en el anteproyecto a fin de lograr las 576 horas requeridas por la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca.



RECURSOS UTILIZADOS

La empresa proporcionó todos los elementos necesarios para llevar a cabo la práctica, los cuales se describen a continuación.

- ❖ Procesador automático de datos con software de diseño licenciados, como lo son: CYPECAD, CYPE 3D, ETABS, AutoCAD, ARQUIMET, Excel.
- ❖ Calculadora científica
- ❖ Normas técnicas: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)
- ❖ Elementos de papelería.

METODOLOGÍA

La práctica se desarrolló las primeras 3 semanas a tiempo completo y posteriormente de acuerdo a la disponibilidad horaria con la que se contaba debido a las clases en la Universidad del Cauca, el horario se ajustó de la siguiente manera: los días lunes, miércoles y viernes el horario correspondiente es de 7:00am a 12:00pm y de 2:00pm a 6:00pm, logrando una intensidad de 9 horas por día, mientras que los días martes y jueves el horario laboral es de 7:00am a 9:00pm y de 1:00pm a 4:00pm, cubriendo una intensidad de 5 horas por día, obteniendo así una intensidad semanal de 37 horas. Adicional a esto se acudió eventualmente los sábados.

La metodología al abordar un proyecto es la siguiente:

1. Información de entrada: se realiza una revisión de la información entregada por el propietario del proyecto, constituida principalmente por los planos arquitectónicos y el estudio de suelos^[6]
2. Modelación
 - a. Establecer el sistema estructural más adecuado para la obra.^[1]
 - b. Ajustar el modelo a las solicitaciones arquitectónicas.
 - c. Definir los materiales a usarse.



-
- d. Calcular las cargas actuantes sobre la estructura ^[2]
 - e. Realizar la modelación de la estructura. Para la estructura principal y la cimentación se usa el programa de diseño Cype y para las cubiertas el programa Arquimet. En algunos casos se hace uso del programa Mampos desarrollado por el ingeniero Juan Manuel Mosquera de la Universidad del Cauca para realizar chequeos en sistemas de muros.
3. Diseño de elementos estructurales: se efectúa el diseño y chequeo de los elementos estructurales con los programas ya mencionados y apoyado en hojas de cálculo que facilitan su desarrollo. ^{[3], [4], [5]}
 4. Elaboración de planos estructurales: se hace uso del programa AutoCAD para realizar los planos estructurales. En estos planos de acuerdo con el título A de la NSR-10, se deben consignar las especificaciones de construcción que se van a emplear, tamaño y localización de todos los elementos estructurales el grado de capacidad de disipación de la energía entre otras, adicional a la información estructural debe incluirse una sección para la firma del ingeniero a cargo del estudio de suelos que apruebe el diseño de la cimentación. ^[1]
 5. Conformación de la memoria de cálculo: en este documento de acuerdo con el título A, debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas. ^[1]
-



PROYECTOS REALIZADOS

1. Diseño estructural Bodega santa Catalina. Este proyecto consiste en la realización del diseño estructural para la construcción de una bodega múltiple a dos niveles en la Carrera 6ªE No. 4E-296 del Barrio Santa Catalina, en la Comuna 4, del Municipio de Popayán Cauca la cual se proyecta para ser construida bajo un sistema de pórticos resistentes a momentos en estructura metálica.
2. Diseño estructural de dos muros de contención en concreto reforzado correspondiente a los PR38+940 y PR 46 + 530, tramo crítico de la carretera Piedra Sentada-los Uvos- Paraíso-Sucre Guachicono comprendida entre los municipios de Sucre y Bolívar del departamento del Cauca.
3. Diseño estructural viaductos Coconuco. Este proyecto consiste en el diseño estructural de 4 viaductos necesarios para soportar tuberías sanitarias de 6 y 10 pulgadas ubicadas en los sectores denominados Gran Colombia y San Pedrillo De la localidad de Coconuco.
4. Revisión del diseño Polideportivo De La Institución Educativa Marco Fidel Suarez, este proyecto consiste en la evaluación de la superestructura de un diseño existente bajo los parámetros contemplados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), y plantear una solución de reforzamiento para los elementos que no cumplan las solicitudes demandadas, tomando en consideración las restricciones constructivas y el factor económico ya que se cuenta con elementos ya elaborados en taller.
5. Diseño estructural edificio de 5 pisos urbanización campo bello. Este proyecto consiste en el diseño estructural de un edificio de 5 pisos,



destinado para uso residencial ubicado en la urbanización Campo Bello del municipio de Popayán Cauca.

5 EJECUCIÓN DE LA PASANTÍA

5.1. DISEÑO ESTRUCTURAL BODEGA SANTA CATALINA

5.1.1 Información de Entrada

Inicialmente se cuenta con el estudio de suelos elaborado por el ingeniero Héctor Narváez Montealegre, el cual debido a la localización del proyecto en la zona urbana del municipio de Popayán toma las consideraciones establecidas en la NSR-10 para determinar los parámetros y características a tener en cuenta en el estudio geotécnico, de acuerdo con los resultados del estudio, el suelo del proyecto se clasifica como un suelo tipo E de acuerdo a la tabla A.2.4-1 de la NSR-10, que cumple el criterio de velocidad de onda cortante > 180 m/s, la capacidad de carga admisible del suelo es de $12.3 \text{ Tn/m}^2 = 0.12 \text{ MPA}$ la cual según el estudio se calcula con un factor de seguridad de tres (3) de acuerdo el título H de la NSR-10 contra una falla por esfuerzo cortante.^{[1],[6]}

De la igual forma en el estudio se recomienda la utilización de una cimentación superficial con un sistema de zapatas aisladas, combinadas o corridas, siendo las primeras las más recomendadas por la magnitud del proyecto.

Para la determinación de los parámetros sísmicos de diseño se toma como referencia el código colombiano de construcción sismo resistente, que en el apéndice A-4 proporciona los valores para el municipio de Popayán, de igual forma en el artículo A.2.5.1.4 clasifica la estructura dentro del grupo I como estructuras de ocupación normal por su importancia e uso.^[1]



Tabla 1. Parámetros sísmicos de Diseño
Fuente: Código colombiano de construcción Sismo resistente NSR-10

Municipio	Código Municipio	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica	Ae	Ad
Popayán	19001	0.25	0.2	Alta	0.15	0.08

Por otra parte también se cuenta con los planos arquitectónicos proporcionados por la constructora Adriana rivera S.A.S, donde se establecen la distribución de los espacios, al ser una bodega de uso comercial se proyecta dejar en el interior el espacio libre que permita el ingreso de vehículos con el fin de cargar y descargar mercancías por lo cual se proyectan dos estradas principales en la parte del frente, con una altura aproximada de 5 metros para el ingreso de grandes vehículos, una segunda planta ubicada en los costados y en la parte posterior de la bodega, en donde se destinara para zona administrativa, la primera planta tiene una altura de 2,80m debajo de la zona de las oficinas y en la segunda planta la zona administrativa tiene una altura de 2.6m, se plantea el diseño de una estructura metálica conformada por pórticos con una cubierta en cerchas metálicas, el lote del proyecto tiene un área de 600 m², en el primer piso se proyecta un área construida de 364 m², y en el segundo piso se proyecta un área construida de 53.55 m² para un total de área construida de 417.55 m² y un área libre de 236 m².

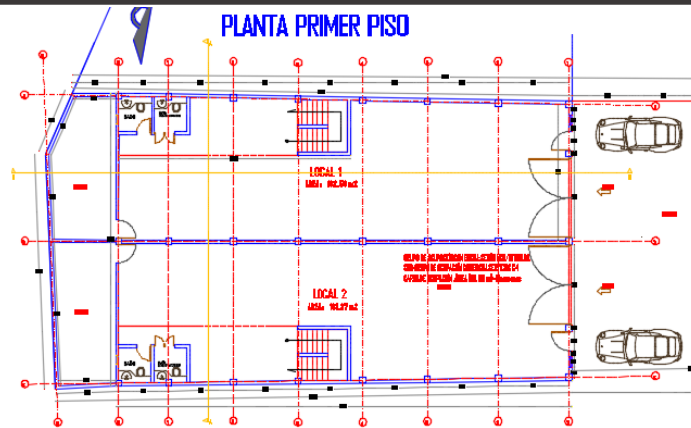


Figura 1. Planta primer piso bodega.
Fuente: Planos del proyecto

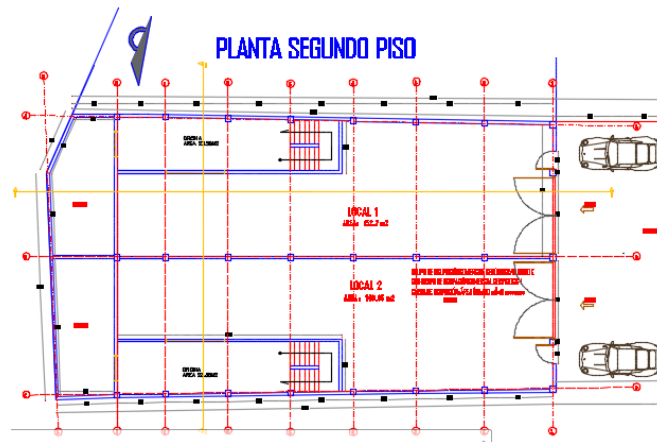


Figura 2. Planta segundo piso bodega.
Fuente: Planos del proyecto

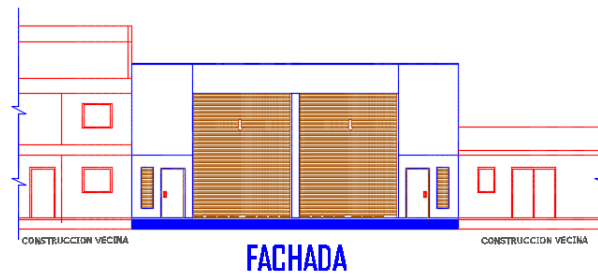


Figura 3. Fachada principal bodega.
Fuente: Planos del proyecto

5.1.2 Modelación

Inicialmente se define el modelo estructural a emplear, de acuerdo al uso de la edificación y las recomendaciones realizadas por los propietarios del proyecto, teniendo en consideración los parámetros establecidos por la NSR-10, por lo cual de la tabla A.3-3 se define como una estructura de péndulo invertido, pórtico de acero resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES), se adopta este tipo de sistema estructural puesto que las obras de este tipo son empleadas para el almacenamiento cargue y descargue de mercancía en su interior, lo cual solicita un área libre mayor para el desarrollo normal de las operaciones al interior de las instalaciones, dicha contemplación imposibilita el establecimiento de elementos de resistencia sísmica en el interior de la estructura por lo cual los elementos de resistencia sísmica se encuentran dispuesto solo en el perímetro de la estructura, por lo cual se considera que el sistema actúa como uno varios voladizos aislados con un alto porcentaje de su masa concentrada en la parte superior, de lo cual se obtiene un coeficiente de disipación de la energía (R_o) de 2.5 que puede ser considerado bajo al ser comparado con un (R_o) de 7 para pórticos de Acero (DES).^[1]



Los materiales utilizados para el diseño son:

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	Concreto	$f'c = 21 \text{ MPa}$
	Acero de refuerzo	$Fy = 420 \text{ MPa}$
	Acero conformado	$Fy = 250 \text{ MPa}$
	Acero laminado	$Fy = 250 \text{ MPa}$

Tabla 2 Resistencia de los materiales usados.
Fuente: Memoria de cálculo.

Nota: Las cargas introducidas en el software CYPECAD, no incluyen el peso propio de la estructura ya que el programa las calcula por defecto.

Para bodegas según la NSR-10 Título A. debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.^[1]

Para el cálculo de las cargas se tiene en cuenta lo estipulado en el Título B de la NSR-10, para las cargas a nivel de cubierta al ser una cercha metálica se toman las cargas actuantes por m^2 y se convierten en puntuales por medio del concepto de anchos aferentes, para así ser aplicadas en los nudos de las cerchas.

Para la carga muerta de entrepiso para el diseño de la losa se toma lo estipulado en la tabla B.3.4.3-1, para una ocupación de oficinas con particiones fijas de mampostería, establece un valor de 2 KN/m^2 , adicionalmente establece una baldosa con 25 mm de espesor de mortero de la tabla B.3.4.1-3 con un valor de 1.10 KN/m^2 para un total de carga muerta de entrepiso de 3.10 KN/m^2 , la carga viva de entrepiso corresponde a 2 KN/m^2 según la tabla B.4.2.1-1.^[2]

Para la cubierta se toma una separación que represente una condición crítica entre los elementos del cordón superior y la separación entre cerchas como se ilustra a continuación y se determina los anchos aferentes.

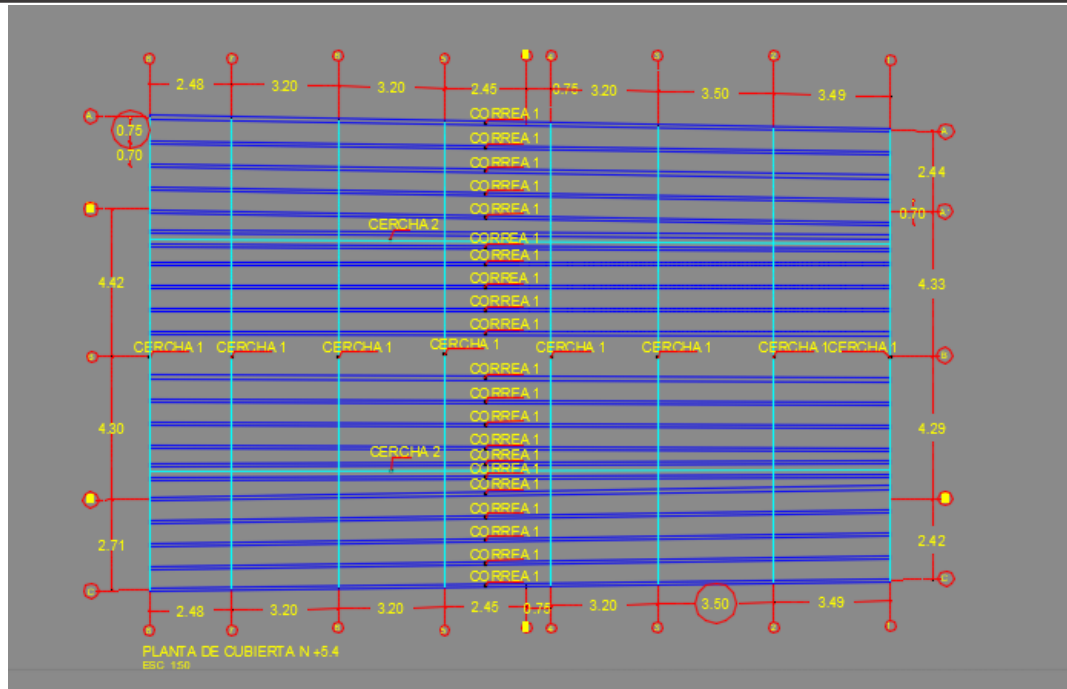


Figura 4. Planta de cubierta con distancias representativas para anchos aferentes
Fuente: planos estructurales

Cargas Cubierta.

CARGA MUERTA	KN/M ²	ANCHO AFE(M) Dirección x	ANCHO AFE(M) Dirección Y	CARGA PUNTUAL KN
TEJA	0.15	0.75	3.5	0.39
CORREA	0.07			0.17
TOTAL CARGA MUERTA				0.57
CARGA VIVA	KN/M ²	ANCHO AFE(M) Dirección x	ANCHO AFE(M) Dirección Y	CARGA PUNTUAL KN
LIVE PENDIENTE m>15°	0.35	0.75	3.5	0.92

CARGAS DE VIENTO	KN/M ²	ANCHO AFE(M) Dirección x	ANCHO AFE(M) Dirección Y	CARGA PUNTUAL KN
V+	0.4	0.75	3.5	1.05
V-	-0.46			-1.21

Tabla 3 Carga de cubierta puntualizada
Fuente: memoria de calculo

Para la carga viva se acude a la tabla B.4.2.1-2, como la estructura es metálica y tiene más de 15° de pendiente la carga que recomienda el código es 0.35KN/m².



Las cargas de viento se extraen de la modelación realizada en el programa arquimet 2.0, el cual empleando el procedimiento analítico propuesto en el B.6.5 de la NSR-10 y teniendo en cuenta las actualizaciones a la norma, se calcula la presiones de diseño de succión y compresión introduciendo los parámetros básicos y las consideraciones geométricas de la estructura.^[2]

1. DATOS DE ENTRADA

Unidades: N, m

Velocidad Viento (km/h)	150
Altura Cornisa (he)	5.4
Altura Cumbre (hr)	6.3
Ancho Edificación (L)	14.7
Largo Edificación (B)	22.8
Factor Topografía (Kzt)	1
Factor Dirección (Kd)	.85
Relación Amortiguamiento	0.05
Coficiente Periodo (Ct)	0.072
Exponente Periodo	0.8
Dirección Viento (Cumbre)	Normal
Tipo de Cubierta	Dos Aguas
Tipo Edificación	Cerrado
Exposición	B
Ocupación	I

*Figura 5. Datos de entrada programa Arquimet
Fuente: Arquimet 2.0*

Superficie	Coef. Presión Cp	Presión de Diseño	
		W/+GCpi	W/-GCpi
Muro Sotavento	-0.39	-249.67	-76.04
Paredes Laterales	-0.70	-379.28	-205.64
Cubierta Zona 1-Caso 1	-0.90	-462.84	-289.20
Cubierta Zona 1-Caso 2	-0.18	-162.02	11.62

	Coef. Presión	Presión de Diseño	
Cubierta Zona 2-Caso 1	-0.90	-462.84	-289.20
Cubierta Zona 2-Caso 2	-0.18	-162.02	11.62
Cubierta Zona 3-Caso 1	-0.50	-295.72	-122.08
Cubierta Zona 3-Caso 2	-0.18	-162.02	11.62
Cubierta Zona 4-Caso 1	-0.30	-212.16	-38.52
Cubierta Zona 4-Caso 2	-0.18	-162.02	11.62

Figura 6. Resultados presión de diseño.
Fuente: Arquimet 2.0.

Se toma la presión negativa $-462.84 \text{ N/m}^2 = 0.46 \text{ KN/m}^2$ y para el valor positivo al ser menor de 0.4 KN/m^2 se toma este valor según el título B de la NSR-10.

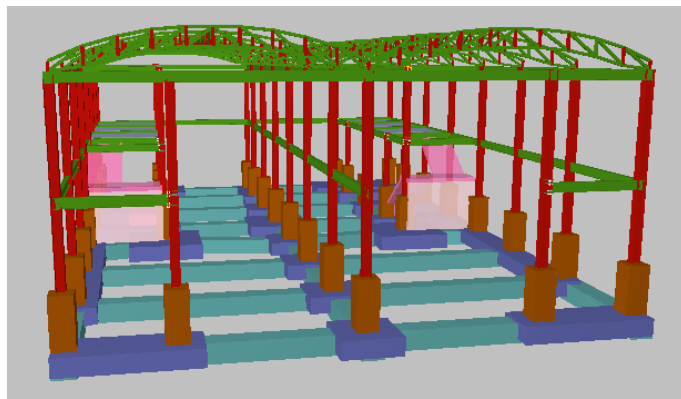


Figura 7. Vista 3D Bodega Santa Catalina
Fuente: memoria de calculo

Las cargas de granizo G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija. (NSR-10 B.4.8.3.1).

Altura Promedio

Municipio de Popayán: 1737 m.s.n.m

Por lo tanto, las cargas de granizo no serán consideradas en el presente diseño.

La mayor Parte del modelo se realiza en el software de diseño Cypecad y se emplean software adicional para complementar, como arquimet y hojas de cálculo en Excel.



5.1.3 Diseño de Elementos Estructurales

Para el pre diseño de la estructura se toma en consideración las sugerencias empleadas por el ingeniero a cargo, el cual recomienda el uso de perfiles HEA para las columnas por tener una relación entre el alma y los patines más proporcional que permite que trabajen en ambos sentidos de la edificación y para las vigas los perfiles IPE que cuentan con un gran peralte del alma y patines de menores longitudes lo cual mejora los costos y se cumple con los requisitos para tomar los esfuerzos en el sentido deseado.

Por lo antes mencionado El sistema estructural utilizado quedo conformado por columnas HEA 220 y HEA 200 y las vigas con perfiles IPE 240.

Con ayuda del programa CYPECAD el método de cálculo empleado fue el Análisis dinámico elástico espectral, este análisis es un procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, mientras las propiedades de rigidez y resistencia de una estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

CYPECAD calcula la respuesta dinámica máxima de cada modo utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Para la edificación, el espectro elástico de cálculo fue el siguiente:

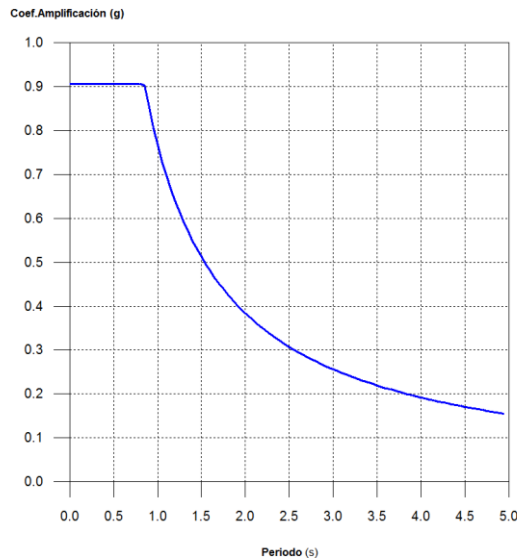


Diagrama 1. Espectro elástico Bodega Santa Catalina
Fuente: memoria de calculo

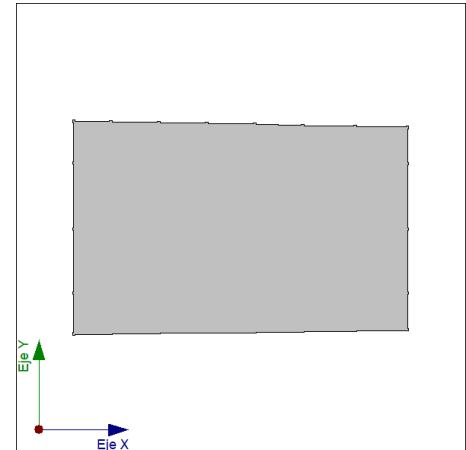


Diagrama 2. Proyección en planta Bodega Santa Catalina
Fuente: memoria de calculo

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.906 g.

Verificación de la condición de cortante basal.

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 90 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.90 \cdot V_s / V_d$

Ya que no se cumplió la condición de cortante basal mínimo los parámetros de respuesta dinámica, se ajustarán multiplicando por un factor de modificación, así.

Tabla 4. Sismo X1 Bodega Santa Catalina.
Fuente: Memoria de cálculo.

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.90 \cdot V_{s,x}$ 320.497 kN \geq 442.946 kN	1.38
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.90 \cdot V_{s,y}$ 406.844 kN \geq 442.946 kN	1.09



Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Tabla 5. Sismo X1 Bodega Santa Catalina.
Fuente: Memoria de cálculo.

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
N +5.40	239.432	239.432	4.185	4.185
N+ 2.8	320.497	144.624	7.678	11.290

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Tabla 6. Sismo Y1 Bodega Santa Catalina.
Fuente: Memoria de cálculo.

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
N +5.40	6.430	6.430	302.881	302.881
N+ 2.8	7.676	12.546	406.844	114.680

Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Tabla 7. Centro de masa y rigidez Bodega Santa Catalina.
Fuente: Memoria de cálculo.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e _x (m)	e _y (m)
N +5.40	(10.64, 7.15)	(10.46, 7.05)	0.18	0.11
N+ 2.8	(6.12, 7.10)	(10.28, 7.05)	-4.16	0.05

Control de derivas.

Tabla 8. Derivas máximas bodega Santa catalina.
Fuente: Memoria de cálculo.

Planta	Situaciones sísmicas	
	Dirección X	Dirección Y
N +5.40	1 / 157 < 1%	1 / 102 < 1%
N+ 2.8	1 / 177 < 1%	1 / 164 < 1%

Posteriormente a la verificación del cumplimiento de las derivas, se procede a revisar las comprobaciones realizadas para las vigas y columnas para el caso de este informe se realizara una comprobación de una viga para la resistencia a la flexión en el eje x con el fin de contrastar los conocimientos adquiridos en el curso de estructuras metálicas respecto a las comprobaciones efectuadas por el software tomando como referente el capítulo F de la NSR-10. [5]

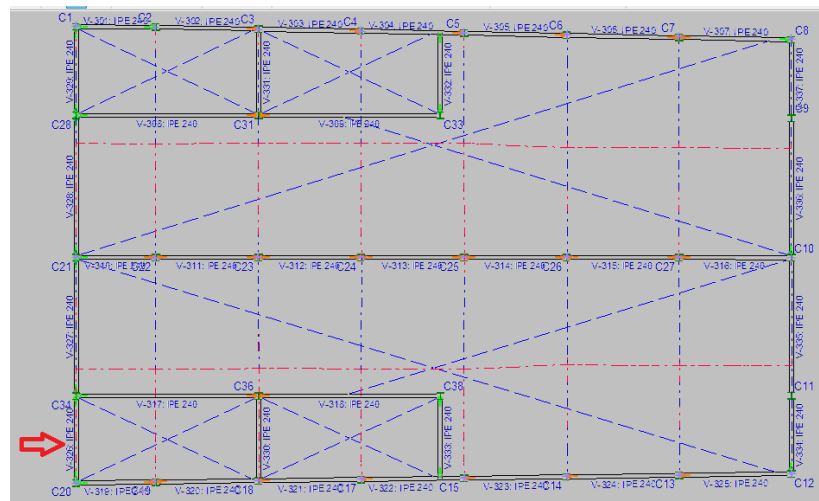


Figura 8. Viga seleccionada para el chequeo
Fuente: Cype Cad

Primero comprobar si la sección es compacta con la tabla F.2.2.4-1b.



DATOS DE LA SECCION IPE240	
d(mm)	240
bf(mm)	120
tw(mm)	6.2
A(cm²)	39.1
Iy(cm⁴)	284
zy(cm³)	367
ry(cm)	2.7
Ix(cm⁴)	3892
Zx(cm³)	367
CW(cm⁶)	37400
tf(mm)	9.8
FY(MPA)	250
E(MPA)	200000

Tabla 9. Datos de la sección IPE 240.
Fuente: Cype Cad.

PATIN		ALMA	
bf/2tf	6.12	h/tw	35.55
λp	10.75	λp	106.35

Tabla 10. Comprobaciones sección IPE 240.
Fuente: elaboración propia.

Como $bf/2tf < \lambda_p$ entonces patín compacto, no esbelto y como $h/tw < \lambda_p$ entonces alma compacta no esbelta, por lo cual se puede aplicar el numeral F.2.6.2 de la NSR-10.

F.2.6.2-1 plastificación de la sección momento plástico.

$L_b = 2705 \text{ mm}$

Se calcula $l_p = 1.76r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 134.406 \text{ cm} = 1344.06 \text{ mm}$ (F.2.6.2 – 5)

Se calcula $l_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$ (F.2.6.2 – 6)



$$sx = \frac{Ix}{y} = \frac{3892cm^4}{12cm} = 324.33cm^3$$

$$rts^2 = \frac{\sqrt{Iy * Cw}}{Sx} = 3.169cm = 31.7mm(F. 2.6.2 - 8a)$$

DATOS	
E(MPA)	200000
J(CM^4)	12.9
ho (mm)	230.2
FY(MPA)	250

Tabla 11. Datos para calculo Lr.
 Fuente: Cype Cad

Para perfiles en I de doble simetría C=1 (F.2.6.2-8a)

$$lr = 4783.4 mm$$

Por lo tanto como $Lp < Lb < Lr$ entonces

$$Mn = Cb * \left[Mp - (Mp - 0.70 * fy * sx) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp \quad (F. 2.6.2 - 2)$$

$$Mn = Mp = Fy * Zx \quad (F.2.6.2-1)$$

$$Mp = 91750000 N.mm = 9.353 Tn.m$$

DATOS	
FY(MPA)	250
MP(N.mm)	91750000
Sx(mm^3)	324330
Lb(mm)	2705
LP(mm)	1344.06
Lr(mm)	4783.4

Tabla 12. Datos para calculo Mn.
 Fuente: cype Cad

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.70 * f_y * s_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 77903636.25 \text{ N.mm}$$

Como $M_n = 77903636 \text{ N.mm} < M_p = 91750000 \text{ N.mm}$ entonces **$M_n = 77903636 \text{ N.mm}$**

$$\Phi_b = 0.9 \text{ (F.2.6.1)}$$

$$\Phi_b M_n = 0.9 * 77903636 = \mathbf{70113272.4 \text{ N.mm}}$$

Según Cype Cad el momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 20, para la combinación de carga $1.2 * p_p + 1.2 * C_M + 0.5 * Q_a + 0.5 * Q_1 - 0.3 * S_x - S_Y$ donde M_r = Resistencia a la Flexión requerida para las combinaciones de Carga LFRD.

$$M_r = 17432370 \text{ N.m}$$

Por lo tanto la relación $D/C = 17432370 / 70113272.4 = 0.249 < 1$ entonces OK.

Para la cubierta se emplean dos tipos de cerchas, para la cercha 1 se emplean elementos metálicos para el cordón inferior y superior secciones en ángulo de $L 2 \frac{1}{2}'' \times 1/4''$, Doble en cajón soldado (Cordón continuo), y celosía en Angulo de $L 2 \frac{1}{2}'' \times 1/4''$, doble en cajón soldado y para la cercha tipo 2 se emplean en el cordón inferior y superior secciones en ángulo $L 1 \times 1/2'' \times 1/4''$ Doble en cajón soldado (Cordón continuo) Y celosía en ángulo $L 1 \times 1/2'' \times 1/4''$ Doble en cajón soldado, las comprobaciones se realizan en el programa Cype 3D que es un módulo de Cype.

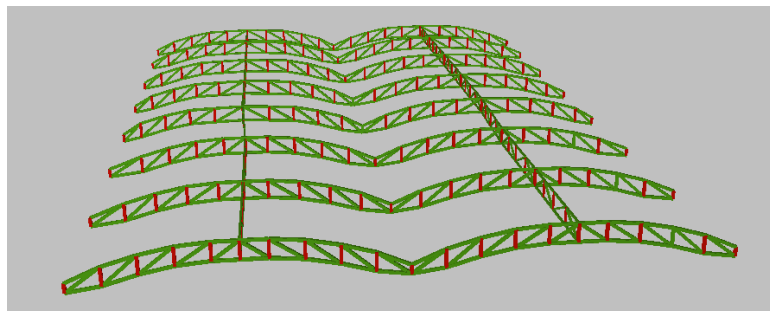


Figura 9. Vista 3D Cubierta Bodega Santa Catalina

Fuente: Cype Cad

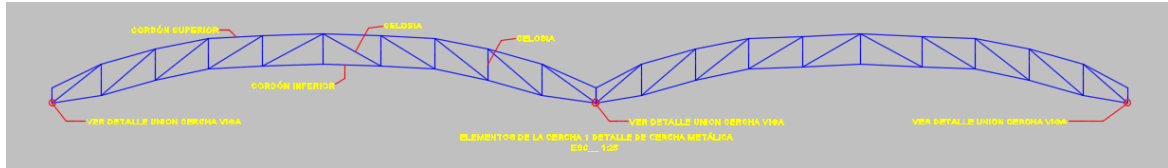


Figura 10. Detalle elementos cercha 1
Fuente: planos estructurales



Figura 11. Detalle elementos cercha 2
Fuente: planos estructurales

La cimentación se diseñó utilizando zapatas individuales y combinadas para los elementos verticales que apoyan la estructura y amarradas con un sistema de vigas continuas, la vigas cantiléver o centradoras quedan con una única sección y armado que se muestra en el apartado siguiente, debido a la geometría en planta de la estructura, además existe la limitación causada por las edificaciones vecinas, situación que obliga a trabajar con zapatas excéntricas y combinadas para cumplir las solicitaciones, la distribución en planta se muestra en el siguiente apartado.

5.1.4 Planos Estructurales

Detalle del armado y sección de la viga cantiléver o centradora de la cimentación.

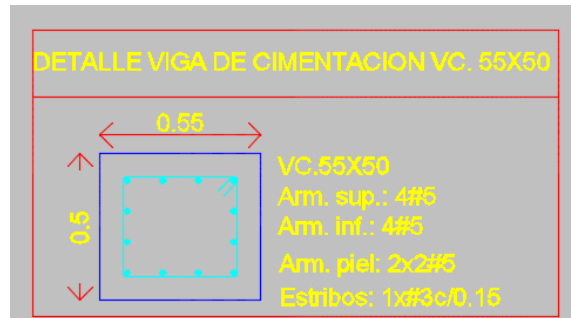


Figura 12. Detalle viga de cimentación
Fuente: Planos estructurales

Detalle en planta distribución de la cimentación

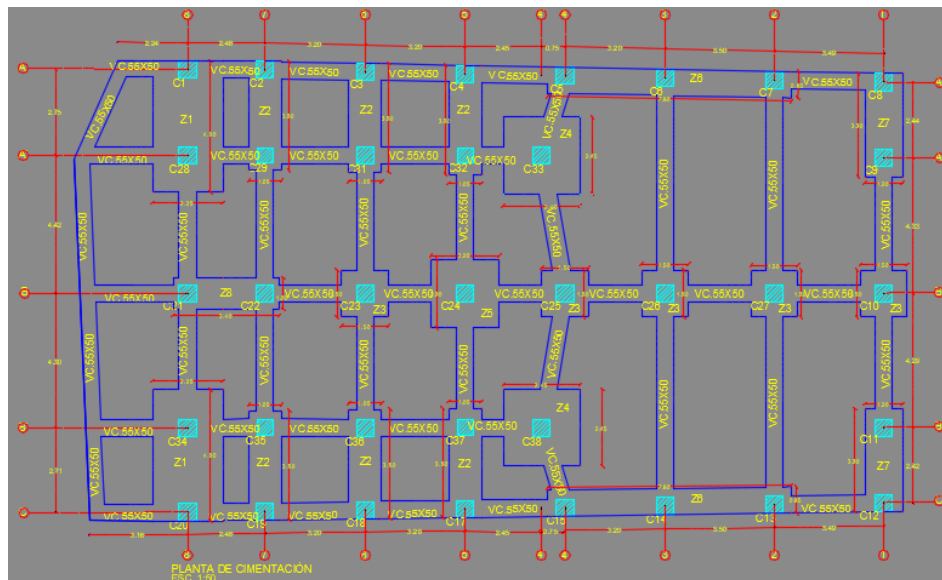


Figura 13. Planta de Cimentación
Fuente: Planos estructurales

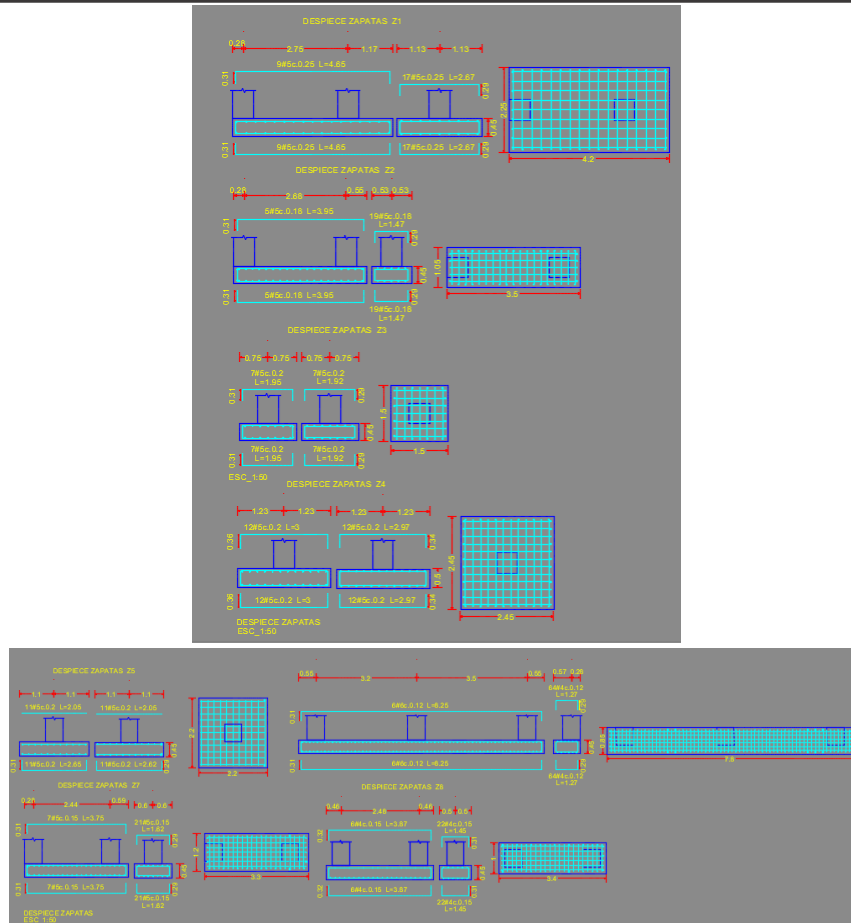


Figura 14. Despiece de Zapatas
 Fuente: Planos estructurales.

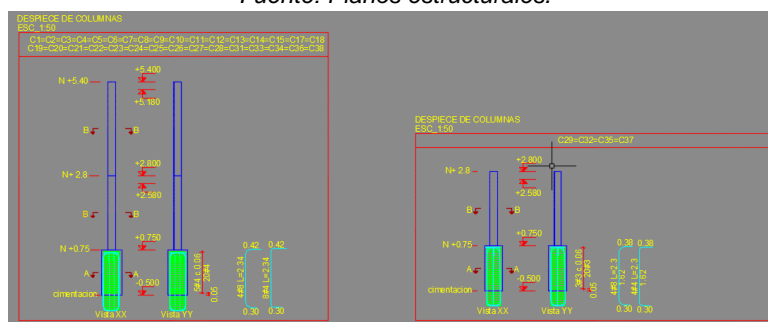


Figura 15. Despiece de Columnas
 Fuente: Planos estructurales.



5.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN PR 38 +940 Y PR 46 + 530 CARRETERA PIEDRA SENTADA LOS UVOS

5.2.1. Información de entrada

En primera instancia se cuenta con el estudio de suelos proporcionado para el proyecto del cual se pueden extraer los siguientes datos.

*Tabla 13. Datos Geotécnicos
Fuente: Estudio de suelos*

PR -38-940	
Angulo fricción interna (ϕ)°	34
β (Angulo de reposo del suelo)	35
Ko (coeficiente de presión lateral en estado reposo)	0.37
Ka (coeficiente de presión lateral en estado de falla activa)	0.43
Kp (coeficiente de presión lateral en estado de falla pasiva)	1.58
capacidad portante suelo (tn/m ²)	25
Densidad (kg/m ³)	1750
Tipo de perfil	E
Cohesión (kpa)	5

De igual forma debido a la localización del proyecto entre los municipios de Sucre y Bolívar y del tipo suelo se determinan los parámetros sísmicos de Diseño contenidos en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14.

*Tabla 14. Factores sísmicos
Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*

Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA)	0.25
Coficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S1)	0.3
Coficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos (Ss)	0.7



Con los factores sísmicos y el tipo de perfil de suelo se obtienen los valores del factor de sitio con la siguiente figura.

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{PGA} , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Tabla 3.10.3.2-2 — Valores del factor de Sitio, F_a , en el intervalo de periodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodo de vibración de 0.2s (Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Tabla 3.10.3.2-3 — Valores del factor de Sitio, F_v , en el intervalo de periodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodo de vibración de 1.0s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Figura 16 Valores de Factor de Sitio
Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3



Tabla 15 Factores de sitio

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3

FPGA	1.45
Fv	2.8
Fa	1.3

Por otra para el muro del PR 46 + 530 se extraen los datos proporcionados por el estudio de suelos correspondiente y se consignan en la siguiente tabla.

PR -38-940	
Angulo fricción interna (ϕ)°	34
β (Angulo de reposo del suelo)	0
Ko (coeficiente de presión lateral en estado reposo)	0.4
Ka (coeficiente de presión lateral en estado de falla activa)	0.52
Kp (coeficiente de presión lateral en estado de falla pasiva)	1.29
capacidad portante suelo (tn/m2)	25
Densidad (kg/m3)	1750
Tipo de perfil	E
Cohesión (kpa)	5

De igual forma que para el muro anterior se determinan los Factores sísmicos y los factores de sitio basado en el CCP-14.

Tabla 16. Factores sísmicos

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14

PGA	0.25
S1	0.3
Ss	0.7

Tabla 17. Factores de Sitio

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3

FPGA	1.45
Fv	2.8
Fa	1.3



5.2.2. Modelación

Para la modelación de los muros en este proyecto se utilizan las disposiciones establecidas en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 el cual tiene como metodología el Diseño con Factores de Carga y Resistencia [LRFD - Load and Resistance Factor Design].^[7]

En primera instancia para las condiciones específicas del muro PR 38 + 940 se cuenta con la limitación para usar el Método Mononobe-Okabe para el cálculo de la presión sísmica activa, debido que el método aplica cuando la expresión $\theta < i + \theta_{mo}$.^[8]

$$K_h = 0.25 * 1.45 * 0.5 = 0.1813$$

$$K_v = 0 \quad (11.6.5.2.1) \text{ Sección 3 CCP-14}$$

$$\theta_{MO} = \arctan [K_h / (1 - K_v)] \quad \theta_{MO} = \text{Arctan}[0.1813 / (1 - 0)] = 10.27^\circ$$

$$i = 35^\circ$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$i + \theta_{MO} = 35^\circ + 10.27^\circ = 45.27^\circ > \phi \quad \text{Por lo tanto se indetermina}$$

Por lo cual se determina el K_h mediante las tablas proporcionadas por el CCP-14.

*Tabla 18. Valores para determinar K_h
Fuente: Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*

K_h	0.1813
H(m)	6
COHECION KPA	5
γ (kn/m ³)	17.5
$C / (\gamma * H)$	0.05

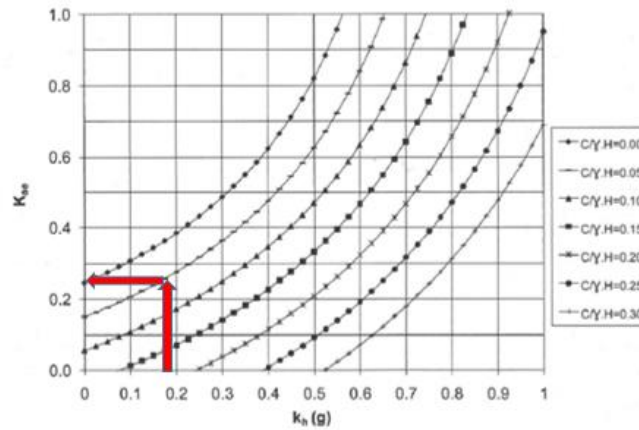


Figura A11.3.2-3 — Coeficiente de presión sísmica activa del Suelo para $\phi = 35$ grados (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura del muro de contención)

Figura 17. Determinación del Coeficiente de presión sísmica Activa del suelo
 Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 11

$K_{ae} = 0.25$

A continuación se determina el coeficiente sísmico elástico (C_{sm}) mediante el espectro de aceleraciones de diseño.

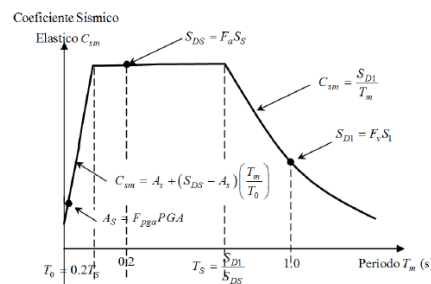


Figura 3.10.4.1-1 — Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento

Figura 18 Espectro de aceleraciones de Diseño.
 Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 11

Como se observa en el espectro se necesita del periodo fundamental del muro para determinar el C_{sm} , por lo cual se calcula de la siguiente forma.



$$T_m = 4H'/V_s = 0.11 \text{ Seg}$$

Se compara en el espectro y se observa que $T_m < 0.2$ por consiguiente se determina (Csm) así.

$$C_{sm} = A_s + (S_{Ds} - A_s) * (T_m / T_o)$$

$$T_o = 0.2 \text{ seg}$$

$$A_s = F_{pga} * PGA$$

$$T_s = S_{D1} / S_{Ds}$$

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

$$S_{Ds} = F_a * S_s$$

Tabla 19. Valores para el espectro de aceleraciones
 Fuente: elaboración propia

S1	2.800
SD1	0.840
SS	0.700
Fa	1.300
SDS	0.910
TS	0.923
To	0.200
AS	0.363
CMS	0.66

Por otra parte para el muro del PR 46 + 530 puede usarse el Método del Mononobe-Okabe para el cálculo de la presión sísmica activa, debido que cumple con la expresión $\emptyset < i + \emptyset_{mo}$.^[8]

$$K_h = 0.25 * 1.45 * 0.5 = 0.1813 \quad i = 0 \quad \Phi = 34^\circ$$

$$K_v = 0 \quad (11.6.5.2.1) \text{ Sección 3 CCP-14}$$

$$\emptyset_{MO} = \arctan [K_h / (1 - K_v)] \quad \emptyset_{MO} = \text{Arctan}[0.1813 / (1 - 0)] = 10.27^\circ$$

$$i + \emptyset_{MO} = 0^\circ + 10.27^\circ = 10.27^\circ < \Phi \text{ Por lo tanto OK}$$



Se realizan los cálculos y se determina el periodo fundamental del muro y el (Csm) para realizar el diseño de los elementos estructurales.

$$T_m = 4H'/V_s = 0.06 \text{ Seg}$$

Se compara en el espectro y se observa que $T_m < 0.2$ por lo cual se determina (Csm) así.

$$C_{sm} = A_s + (S_{Ds} - A_s) * (T_m / T_o).$$

$$T_o = 0.2 \text{ seg}$$

$$A_s = F_{pga} * PGA$$

$$T_s = S_{D1} / S_{Ds}$$

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

$$S_{Ds} = F_a * S_s$$

Tabla 20. Valores para el espectro de aceleraciones
Fuente: elaboración propia

S1	2.800
SD1	0.840
SS	0.700
Fa	1.300
SDS	0.910
TS	0.923
To	0.200
AS	0.363
CMS	0.53



5.2.3. Diseño elementos estructurales.

El diseño de los elementos estructurales se realiza con bases a las combinaciones y factores de carga estipuladas en la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la sección 3 del CCP-14 a continuación se muestra el procedimiento llevado a cabo para el cálculo del muro PR 38+ 940 realizándose de igual forma para el otro muro.

condiciones geometricas			
	einicial(m)	efinal(m)	longitud(m)
Brazo(m)	0.7	0.3	5.4
Talon	0.6	0.6	3.3
Dedo	0.6	0.6	1

H Relleno Dedo	0	Considerar peso relleno?	no
Heq Sobrecarga(m)	0.6		

Parámetros suelo relleno		Parámetros muro		Sismo	Metodo M-O	Sismo Muro	
Gamma(KN/m3)	17.5	Gamma(KN/m3)	24	PGA	0.25	Csm	0.66
ϕ (°)	34	f'c(Mpa)	21	FPGA	1.45	¿admite desplazamientos?	
Kactivo	0.43	recubrimiento(m)	0.075	Desplazamiento?	si		
Kpasivo	1.58	fy(Mpa)	420	Kh	0.1813		
Angulo del talud (°) (i)	35						
Parámetros suelo cimentacion				β	35		
Coef. Friccion S-Estr	0.55			δ (°)	28.8	Kae	0.25
Capacidad admisible (qa)(Kpa)	250			θ_{mo} (°)	10.3	$\phi < i + \theta_{mo}$	Chequeo M-O
Cohesion(Kpa) - a largo plazo	5						



Tipo	Fuerza(KN)/ 1 M DE MURO	Metodo LRFD		Brazo a "O"(m)	Momento"O"(KN-m)
		δ_{min}	δ_{max}		
Wbrazo	72.0	0.9	1.25	1.54	111.12
Wtalon	47.5	0.9	1.25	3.35	159.19
Wdedo	14.4	0.9	1.25	0.50	7.20
Wespolonbrazo	0.0	0.9	1.25	0.00	0.00
Wespolontalon	0.0	0.9	1.25	0.00	0.00
WEspolonbrazo	0.0	0.9	1.25	0.00	0.00
Wadicional		0.9	1.25		0.00
Wrelleno talon	311.9	1	1.35	3.35	1044.70
Wrelleno Dedo(hbrazo)	0.0	1	1.35	0.50	0.00
Eactivo-Ereposo	135.5	0.9	1.5	2.00	270.90
Epasivo	0.0	0.9	1.5	-0.40	0.00
Fsobrecarga	27.1	1.75	1.75	3.00	81.27
Viva adicional	0.0	1.75	1.75	0.00	0.00
SismoSuelo(PAE)	78.8	1	1	2.00	157.50
SismoWMuro	47.5	1	1	3.30	156.82
SismoWrellenotalon	56.5	1	1	2.70	152.61



Estabilidad Cargas Normales				
Fsdeslizamiento	Fs-e*($\sum F_v * \delta_{min}$)	237.8	Cs-e*(Area)	16.7
	Fantideslizantes	254.5	1.02	Fsd>1
	Fdeslizantes	250.6		
FsVolcamiento	Mestabilizantes	1294.5	2.36	FsV>1
	Mdesestabilizantes	548.57		
Esfuerzos Cimentacion	Tipo	Suelo		
a1	$\frac{M_{estabilizantes} - M_{desestabilizantes}}{\sum F_v}$		1.725	
e(m)	0.77	Limite Excentricidad	1.67	OK
Φ_b (según suelo y ensayo)	0.5	B(m)	5	
qu	750.00			
Esfuerzo actuante max(Kpa)	125	Esfuerzo actuante < qu * Φ_b		

Estabilidad Eventos Extremos				
Fsdeslizamiento	Fs-e*($\sum F_v$)	245.2	Cs-e*(Area)	16.7
	Fantideslizantes	261.8	1.83	Fsd>1
	F1deslizantes	130.8		
	F2deslizantes	143.4		
FsVolcamiento	Mestabilizantes	1322.2	2.28	FsV>1
	Mdesestabilizantes	388.5		
	M2desestabilizantes	580.3		
Esfuerzos Cimentacion	Tipo	Suelo		
a1	$\frac{M_{estabilizantes} - M_{desestabilizantes}}{\sum F_v}$		2.09	
a2	$\sum F_v$		1.66	
e(m)	0.84	Limite Excentricidad	1.67	OK
Φ_b (evento extremo)	0.9	B(m)	5	
qu(Kpa)	750.00			
Esfuerzo actuante max(Kpa)	177	Esfuerzo actuante < qu * Φ_b		



Resistencia y Diseño								
Brazo								
	δ_{ep} (carga viva)	0.5						
	Vu	Mu	Cargas normales y sismo		δ_{min}	δ_{max}	Brazo	Momento
Resistencia I	207.2	411.4	Eactivo-reposo	109.7	0.9	1.5	1.80	197.49
Resistencia Ib	141.4	292.9	Epasivo	0.0	0.9	1.5	0.00	0.00
Evento Extremo I	140.2	288.2	Fsobrecarga	24.4	1.75	1.75	2.70	65.83
Evento Extremo Ib	148.1	371.2	PAE-brazo	63.8	1	1	1.80	114.82
			Sismo muro	47.5	1	1	2.70	128.30
			Sismorellentaton	56.5	1	1	2.70	152.61

Vu(KN)	207.2	d=	0.625
Φ	0.9	ΦVc (KN)	438.2
Mu(KN-m)	411.4	d=	0.625
Φ	0.9		

#barra-AsPrincipal	S(m)	As suministrado	As Max(cm2)	#barra-Asmin	S(m)	As suministrado	AsRyT°
#7	0.15	25.86	85.4	#5	0.15	13.20	9.0
ΦM_n	581.18						

Talon								
	Vu	Mu	Cargas normales y extremas		δ_{min}	δ_{max}	Brazo	Momento
Resistencia I	261.1	600.7	Wrellentaton	311.9	1	1.35	1.65	514.55
Resistencia Ib	135.3	393.2	Wtalon	47.5	0.9	1.25	1.65	78.41
Evento Extremo I	105.7	429.6	Fsuelo	219.3	1	1	0.88	191.93
			Fsuelo extremo	253.7	1	1	0.64	163.39



Vu(KN)	261.1	d=	0.55
Φ	0.9	ΦVc(KN)	385.6

Mu(KN-m)	600.72	d=	0.55
Φ	0.9		

#Varilla	S(m)	As suministrado	As Max(cm2)	Asmin
#7	0.125	31.04	75.2	10.8
ΦMn	602.27			

Dedo

	Vu	Mu	Cargas normales y extremas		δmin	δmax	Brazo	Momento
Resistencia I	-112.4	-56.2	Wrellenodedo	0.0	1	1.35	0.50	0.00
Resistencia Ib			Wdedo	14.4	0.9	1.25	0.50	7.20
Evento Extremo I	-178.38	-89.2	Fsuelo	125.3	1	1	0.50	62.66
			FsueloExtremo	192.8	1	1	0.50	96.39

Vu(KN)	178.4	d=	0.525
Φ	0.9	ΦVc(KN)	368.1

Mu(KN-m)	89.19	d=	0.525
Φ	0.9		

#Varilla	S(m)	As suministrado	As Max(cm2)	Asmin
#7	0.125	31.04	71.8	10.8
ΦMn	572.94			



Brazo / 2	δ_p (carga viva)	0.5						
	Vu	Mu	Cargas normales y sismo		δ_{min}	δ_{max}	Brazo	Momento
Resistencia I	62.5	65.8	Eactivo-reposo	27.4	0.9	1.5	0.90	24.69
Resistencia Ib	46.0	51.0	Epasivo	0.0	0.9	1.5	0.00	0.00
Evento Extremo I	54.1	57.7	Fsobrecarga	12.2	1.75	1.75	1.35	16.46
Evento Extremo Ib	66.1	85.6	PAE-brazo	15.9	1	1	0.90	14.35
			Sismo muro	23.8	1	1	1.35	32.08
			Sismorellenotalon	28.3	1	1	1.35	38.15

Vu(KN)	66.1	d=	0.425
Φ	0.9	ΦVc (KN)	298.0

Mu(KN-m)	85.6	d=	0.425
Φ	0.9		

#barra-AsPrincipal	S(m)	As suministr	As Max(cm2)	#barra-Asmin
#5	0.15	13.20	58.1	12.6
ΦM_n	204.22			

5.2.4. Planos estructurales

Figura 19 Planos estructurales Muro PR 38 + 940
Fuente: Planos estructurales

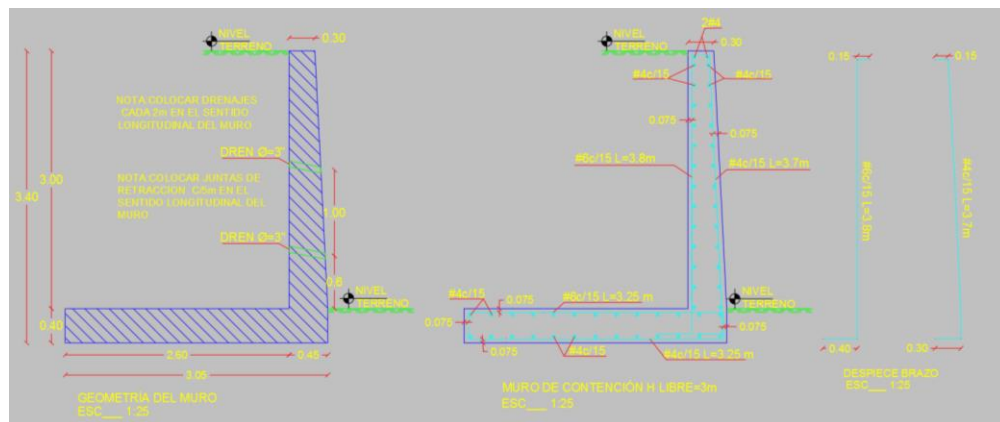
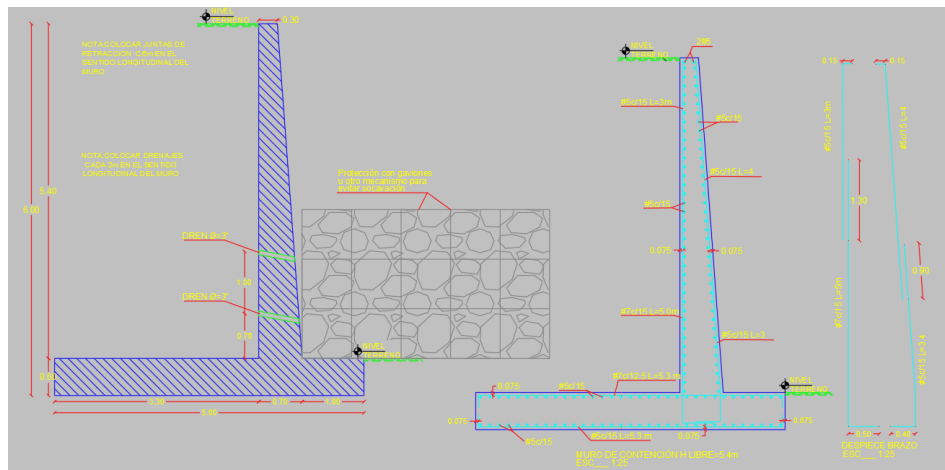


Figura 20 Planos estructurales PR 46+ 530
Fuente: Planos estructurales



5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL VIADUCTOS COCONUCO

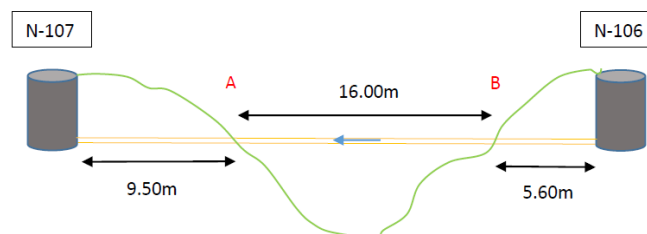
5.3.1. Información de entrada

Para la realización de este proyecto se cuenta con una información general para cada viaducto, donde se establecen los parámetros a considerar para realizar el diseño, los cuales se consignan en la siguiente tabla.

Tabla 21 Datos generales Viaductos
Fuente: informes proyecto

DATOS			Capacidad portante suelo
VIADUCTO ENTRE CAMARA N8-N16	LONGITUD TUBERIA ENTRE CAMARAS (m)	32	5 ton/m ²
	PENDIENTE EN PLANOS(%)	0.5	
	LUZ ENTRE PUNTOS (m)	19.4	
	DIAMETRO TUBERIA (pulg)	6	
VIADUCTO ENTRE CAMARA N106-N107	LONGITUD TUBERIA ENTRE CAMARAS (m)	31.1	
	PENDIENTE EN PLANOS(%)	1.67	
	LUZ DE LA TUBERIA ENTRE PUNTOS (m)	16	
	DIAMETRO TUBERIA (pulg)	6	
VIADUCTO ENTRE CAMARA N30-N31	LONGITUD TUBERIA ENTRE CAMARAS (m)	16.3	
	PENDIENTE EN PLANOS(%)	6	
	LUZ ENTRE PUNTOS (m)	9.7	
	DIAMETRO TUBERIA (pulg)	10	
VIADUCTO ENTRE CAMARA N38-39	LONGITUD TUBERIA ENTRE CAMARAS (m)	14.1	
	PENDIENTE EN PLANOS(%)	2	
	LUZ ENTRE PUNTOS (m)	10.1	
	DIAMETRO TUBERIA (pulg)	10	

A continuación se muestran los esquemas generales proporcionados para el diseño de los viaductos.



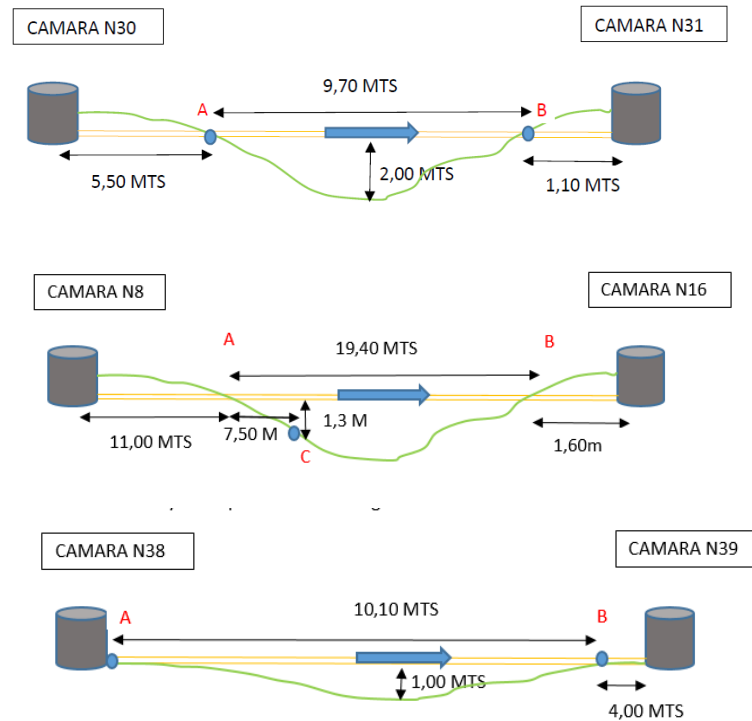


Figura 21. Esquemas para la localización de los viaductos
Fuente: Informes Proyecto

5.3.2. Modelación

Para la modelación se emplea el software de diseño Cype 3D, el cual permite realizar el análisis de la estructura en 3D, para el análisis de la estructura se adopta un sistema de pórticos de acero resistentes a momentos con cerchas no Dúctiles con capacidad Minina de Disipación de energía que establece un coeficiente $R_o=1.5$, con un coeficiente $A_a=0.25$ Y $A_v=0.20$ para una zona de amenaza sísmica Alta.



Los materiales empleados con

Tabla 22. Resistencia de los materiales
Fuente: Memoria de Calculo

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	Concreto	$f'c = 21 \text{ MPa}$
	Acero de refuerzo	$Fy = 420 \text{ MPa}$
	Acero conformado	$Fy = 250 \text{ MPa}$
	Acero laminado	$Fy = 250 \text{ MPa}$

Cargas

Tubería 6"	0.08 KN/m ²
Agua:	0.46 KN/m ²
Carga viva mantenimiento :	0.6 KN/m ²
Viento en todas las direcciones :	0.4 kn/m ²

Área: de exposición

Tubería: 0.15 m² por metro

Cercha: 0.24 m² por metro

Para la modelación se toma la luz libre y se realiza un aumento para garantizar los apoyos en ambos extremos de la estructura dependiendo de los esquemas proporcionados.

Para la introducción de las cargas de viento se realiza la puntualización teniendo en cuenta el área de exposición del viaducto por metro.

Carga puntualizada sobre los nudos $0.4 \text{ kn/m}^2 / 4 * 0.4003 \text{ m}^2 = 0.04 \text{ KN}$



La estructura de los viaductos se propone en ángulos de $F_y = 250$ Mpa dispuestos geométricamente para formar un cajón, las secciones se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 23 Secciones y Dimensiones Viaductos
Fuente: Elaboración propia

VIADUCTO N8-N16				
DESCRIPCION	SECCION	DIMENSIONES		LONGITUD (m)
CORDON SUPERIOR	L 2"X1/4"	ANCHO (cm)	ALTO(cm)	21
CORDON INFERIOR	L 2"X1/4"	40	80	
CELOSIA	L2" X1/8"			
VIADUCTO N106-N107				
DESCRIPCION	SECCION	DIMENSIONES		18
CORDON SUPERIOR	L 2"X1/4"	ANCHO	ALTO	
CORDON INFERIOR	L 2"X1/4"	40	60	
CELOSIA	L2" X1/8"			
VIADUCTO N30-31				
DESCRIPCION	SECCION	DIMENSIONES		11
CORDON SUPERIOR	L 2"X1/4"	ANCHO	ALTO	
CORDON INFERIOR	L 2"X1/4"	40	60	
CELOSIA	L2" X1/8"			
VIADUCTO N38-39				
DESCRIPCION	SECCION	DIMENSIONES		11
CORDON SUPERIOR	L 2"X1/4"	ANCHO	ALTO	
CORDON INFERIOR	L 2"X1/4"	40	60	
CELOSIA	L2" X1/8"			

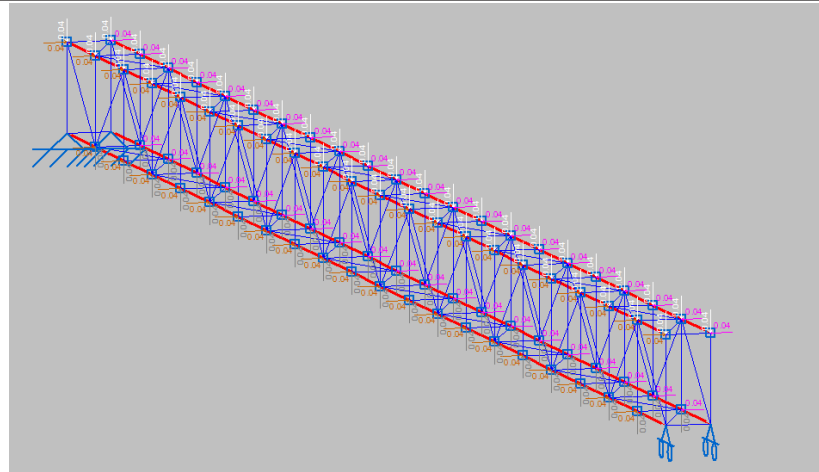


Figura 22 Introducción de Cargas sobre nudos

Para los viaducto entre las cámaras N8-N16 y N106-N107 fue necesario la inclusión de un elemento de celosía diagonal tanto en la parte inferior como superior de la sección para dar cumplimiento a las sollicitaciones, ya que estos presentan una mayor longitud, como también se añade un poco más de altura al viaducto N8-N16 con respecto a los otros viaductos con el objeto de generar una sección con mayor inercia que sea más resistente a continuación se muestra un esquema 3D para la visualización de las secciones

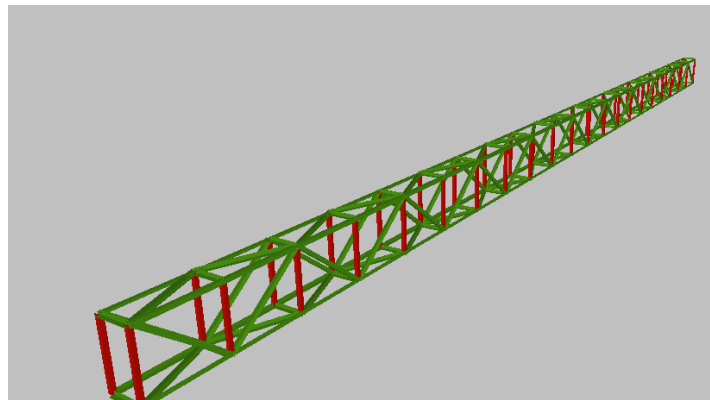


Figura 23 Vista 3D sección cercha para viaducto entre cámaras N8-N16 Y N106-N107
Fuente: planos estructurales

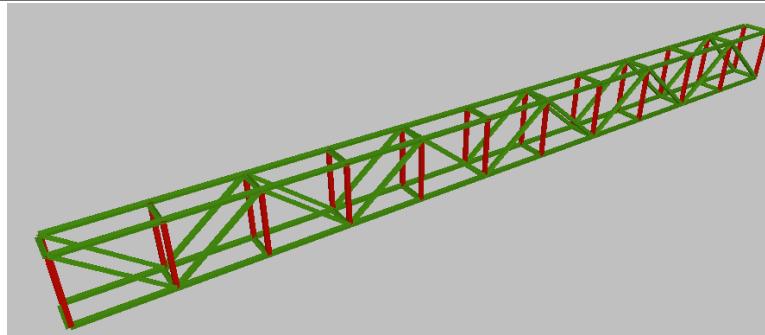


Figura 24 Vista 3D sección cercha para viaducto entre cámaras N30-N31 Y N38-N39
Fuente: planos estructurales

Para la subestructura se plantea una cimentación tipo muro de contención la cual se diseña bajo los parámetros de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 en la cual se incluye la carga que transmite la cercha tomada de la reacción en los apoyos.

5.3.3. Planos estructurales

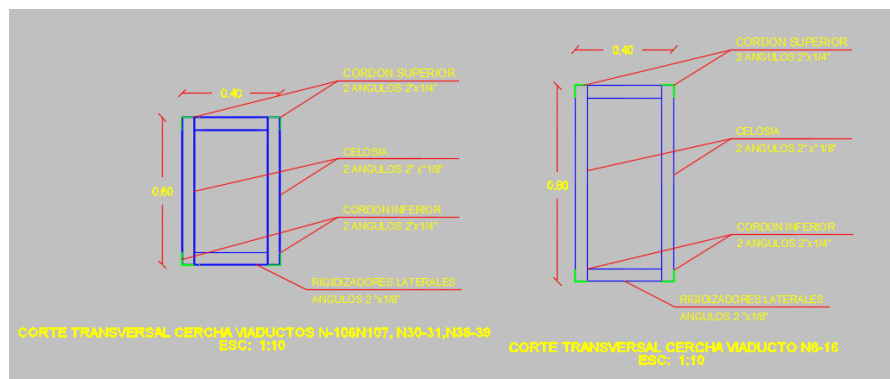


Figura 25. Secciones transversales Viaductos
Fuente: Planos estructurales

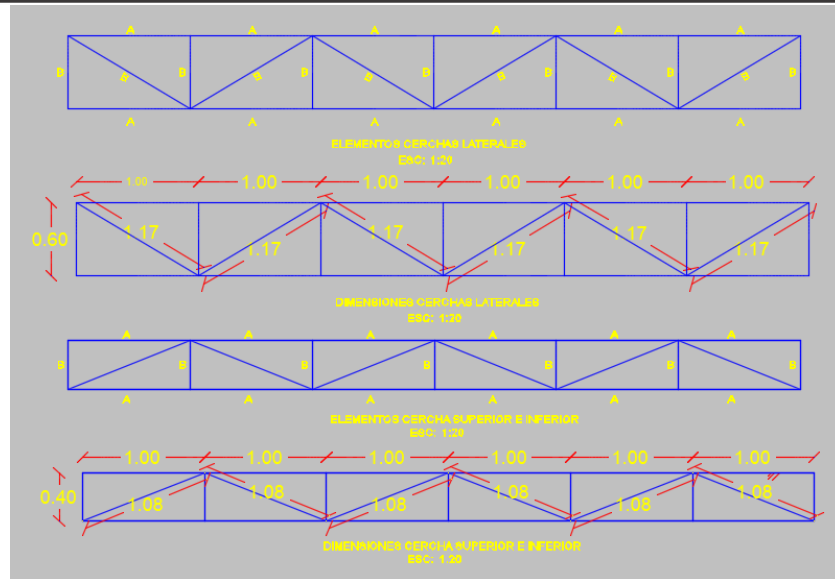


Figura 26 Elementos y dimensiones cercha Viaducto N8-16
Fuente: Planos estructurales

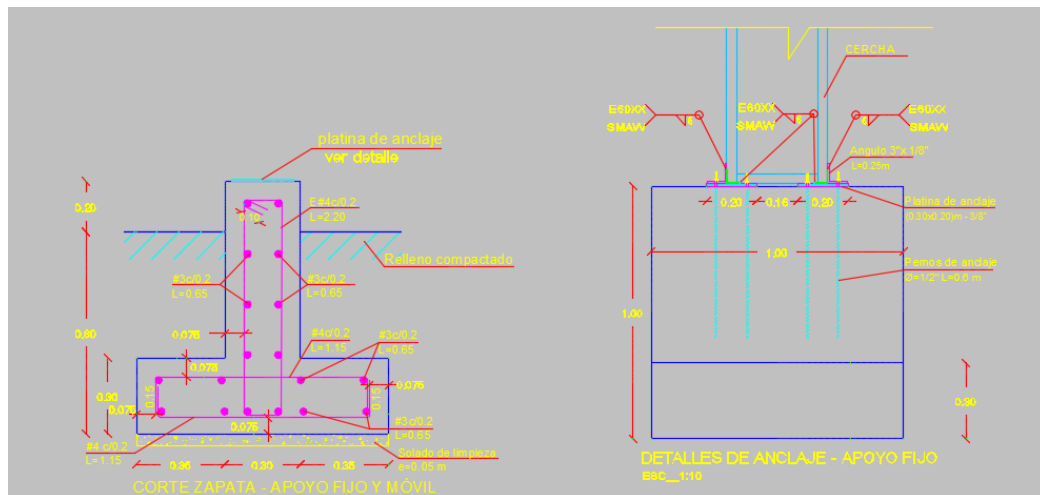


Figura 27. Detalle Cimentación
Fuente: planos estructurales

5.4. REVISIÓN DISEÑO POLIDEPORTIVO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MARCO FIDEL SUAREZ.

5.4.1. Información de entrada

Inicialmente se cuenta con el estudio de suelos y los diseños previos realizados de donde se puede extraer las secciones y la geometría de la estructura diseñada.

Tabla 24. Descripción de los elementos.
Fuente: Elaboración propia

DESCRIPCIÓN	PERFIL
CERCHA SUPERIOR	
CORDÓN INFERIOR	2L 2 1/2 X 3/16"
CORDÓN SUPERIOR	2L 2 1/2 X 3/16"
CELOSÍA	2L 2 X 1/8"
CERCHA COLUMNAS	
CORDÓN INTERIOR	2L 2 1/2 X 3/16"
CORDÓN EXTERIOR	2L 2 1/2 X 3/16"
CELOSÍA	2L 2 X 1/8"
VIGA DE RIGIDEZ	
CORDÓN INFERIOR	2L 2 X 3/16"
CORDÓN SUPERIOR	2L 2 X 3/16"
CELOSÍA	2L 2 X 1/8"

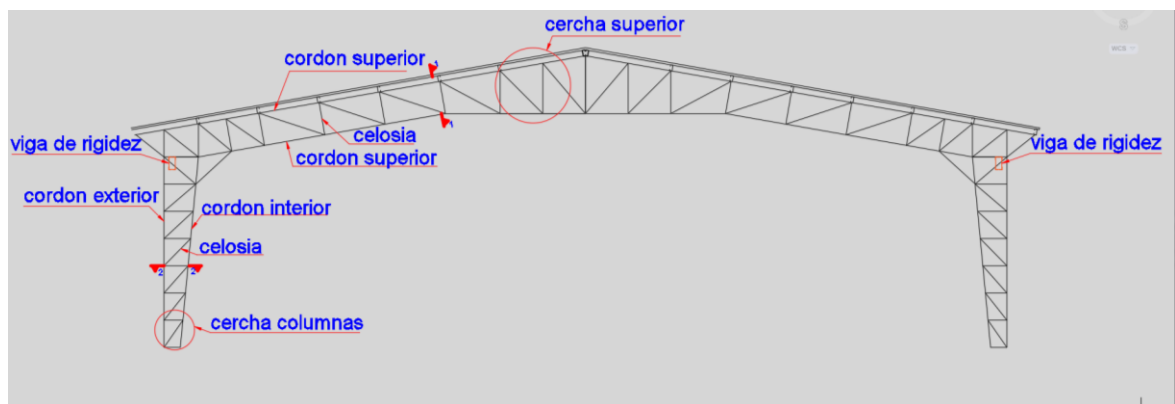


Figura. 28 elementos de la estructura
Fuente: Planos estructurales

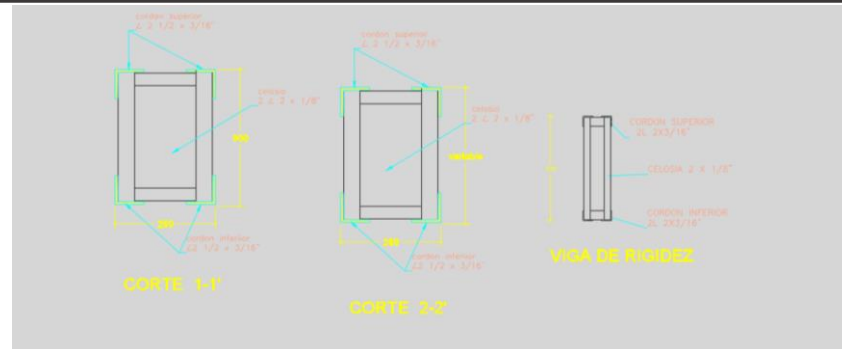


Figura 29 Secciones de la estructura
Fuente: Planos estructurales

5.4.2. Modelación

Al extraer los datos de los planos se obtiene la información para ejecución de la modelación, sin embargo se observa que el sistema estructural adoptado por el diseñador de acuerdo con la tabla A.3-3 de la NSR-10, corresponde a pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) De acero con cerchas dúctiles, con un coeficiente $R_o = 6$, lo cual se considera inadecuado para la modelación de este proyecto por la capacidad de disipación de la energía que pueda presentar la estructura, por lo cual se adopta un sistema correspondiente a pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DIM) De acero con cerchas no dúctiles, los demás datos empleados para la modelación se muestran a continuación en la tabla 25.

Tabla 25. Datos Modelación
Fuente: Elaboración propia

DATOS PARA MODELACIÓN		UNIDAD
COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA (R_o)	1.5	
Aa	0.25	
Av	0.25	
ACERO A 36	250	MPa
CARGAS		
TEJA DE FIBROCEMENTO	0.2	KN / M2
CORREAS	0.045	KN / M2
TOTAL CARGA MUERTA (D)	0.25	KN / M2
CARGA VIVA (L): PENDIENTE > 15%	0.35	KN / M2
VIENTO COMPRESIÓN	0.55	KN / M2
VIENTO SUCCIÓN	0.8	KN / M2

Al realizar la modelación se obtiene el siguiente resultado se.

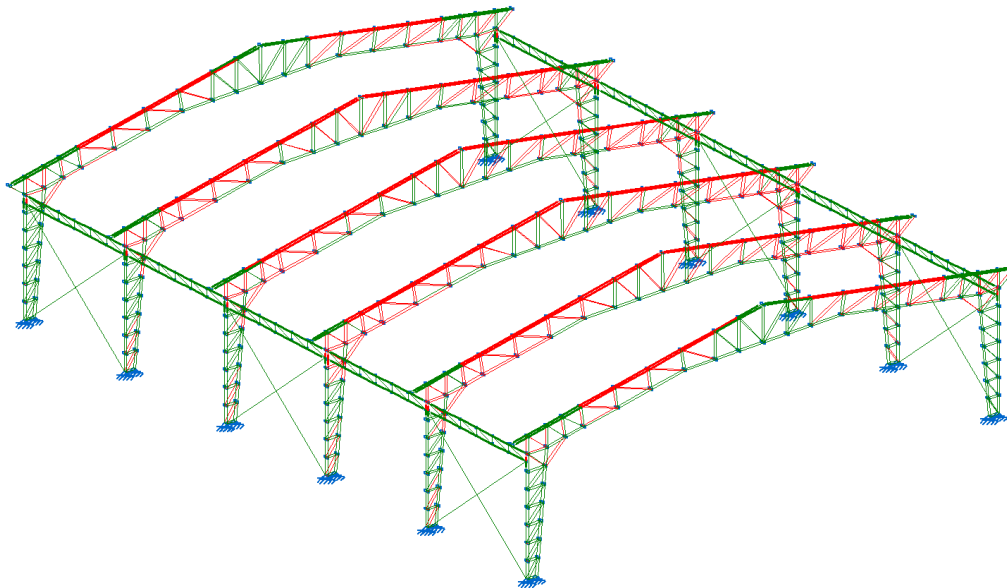
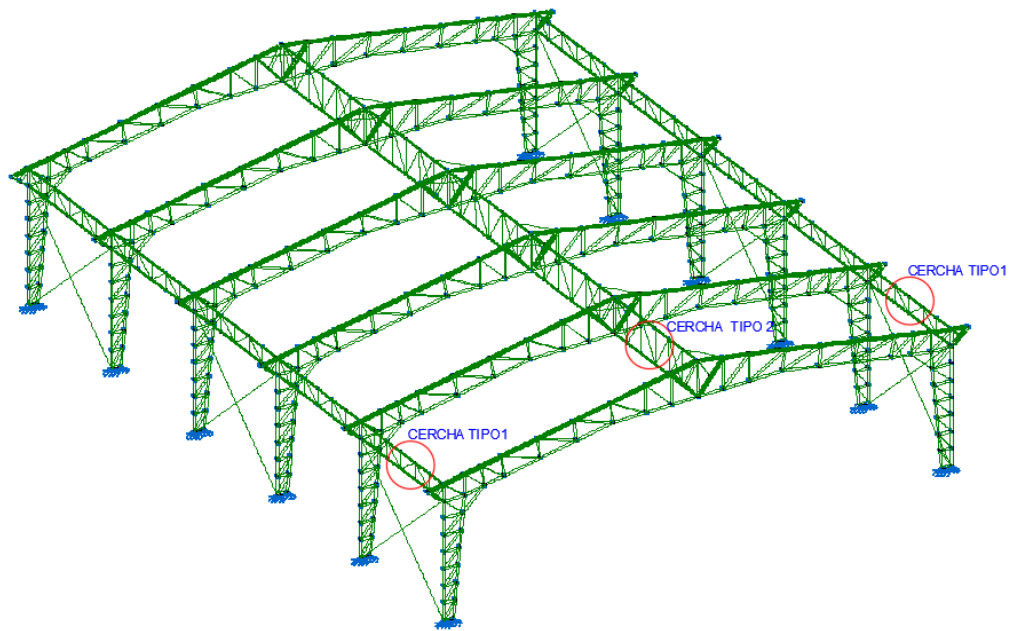


Figura 30 comprobación de los elementos mediante Cype 3D
Fuente: modelo estructural

Como se ilustra en la imagen anterior, los sectores con mayor problema son el condón superior y la celosía de la cercha superior, en el cordón inferior también existen elementos que presentan problemas de esfuerzos pero en menor proporción.

Acorde a lo anteriormente mencionado se opta por plantear una primer solución, la que consiste en la supresión de las dos vigas de rigidez y la inclusión de tres cerchas en sentido (x) o longitudinal, dos cerchas tipo 1 y una cercha tipo 2, la inclusión de perfiles adicionales en la parte superior de la cercha tipo 2 y el aumento de la secciones tanto para el cordón superior, la celosía y el cordón inferior, disponiéndolos en Angulo doble cajón soldado, debido al peso adicional de la estructura se hace necesario reforzar también las columnas, a continuación se muestra la modelación.



*Figura 31. Modelo solución 1 planteado
Fuente: Modelo del proyecto*



Tabla 26 perfiles propuestos para la solución 1
Fuente: Elaboración propia

PERFILES PROPUESTOS	
DESCRIPCIÓN	PERFIL
CERCHA SUPERIOR	
cordón inferior	2L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
cordón superior	2L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
celosía	2L 2 x 1/8" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
CERCHA COLUMNAS	
cordón interior	2L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
cordón exterior	2L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
celosía	2L 2 X 1/8" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
CERCHA TIPO 1	
cordón inferior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
cordón superior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
celosía	L 1 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
CERCHA TIPO 2	
cordón inferior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
cordón superior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
celosía	L 1 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
ELEMENTOS ADICIONALES	
Sección	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo

Aunque la solución cumple con todas las solicitudes de resistencia y normativas, se presenta un problema de tipo constructivo para la conformación de los cajones soldados, puesto que las cerchas superiores y de columnas ya se encontraban armadas en el taller, por lo cual la solución planteada se vuelve compleja de realizar, por consiguiente se incurre a buscar una nueva alternativa.

Como segunda opción para resolver el problema del polideportivo, al interactuar con los encargados del proyecto se el reforzamiento de las zonas críticas mediante el uso de platinas, por lo cual se modela y se plantea la segunda alternativa de solución como se muestra a continuación.

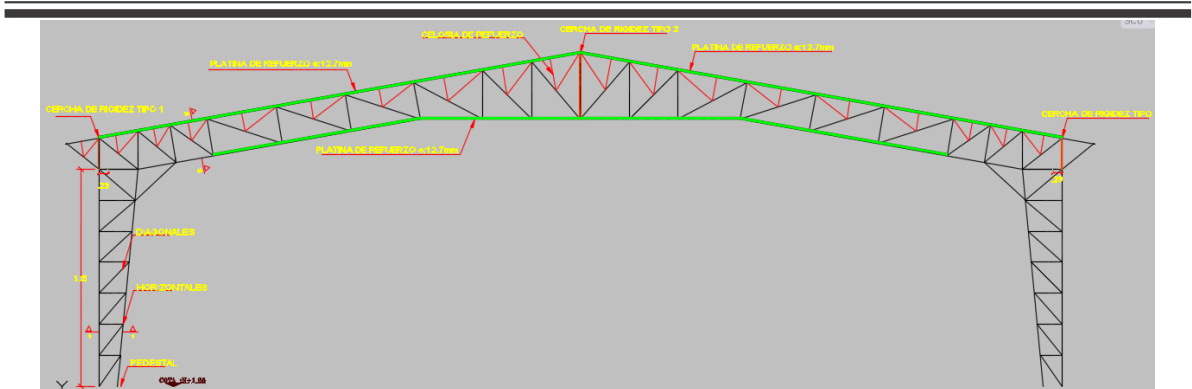


Figura 32. Elementos cercha Solución 2
Fuente: Planos estructurales

Como se observa en la figura 32 se propone el refuerzo con platina de 12.7 mm de espesor, en la longitud mostrada en la imagen de color verde, también se hace necesario la inclusión de elementos adicionales en la celosía, la supresión de las cerchas de rigidez y la inclusión de las cerchas tipo 1 y 2.

Tabla 27. Perfiles propuestos para solución 2
Fuente: Elaboración propia

PERFILES PROPUESTOS	
DESCRIPCIÓN	PERFIL
CERCHA SUPERIOR	
cordón inferior	angulo L 2 1/2 X 3/16" + platina de refuerzo
cordón superior	angulo L 2 1/2 X 3/16" + platina de refuerzo
celosía	L 2 x 1/8"
CERCHA COLUMNAS	
cordón interior	L 2 1/2 X 3/16"
cordón exterior	L 2 1/2 X 3/16"
celosía	L 2 X 1/8"
CERCHA TIPO 1	
cordón inferior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
cordón superior	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo
celosía	L 1 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón discontinuo
CERCHA TIPO 2	
cordón inferior	L 2 1/2 X 3/16"
cordón superior	L 2 1/2 X 3/16"
celosía	L 1 1/2 X 3/16"
ELEMENTOS ADICIONALES	
Sección	L 2 1/2 X 3/16" Doble en cajón soldado cordón continuo

Después de presentar la segunda propuesta de reforzamiento, los encargados y los constructores del proyecto realizan una evaluación de costos y tiempo ejecución, encontrando una inviabilidad debido a los proveedores y las dimensiones de este tipo de material, debido a esto solicitan se plantee una tercera alternativa de solución.

La cual consistió en la inclusión de otro Angulo sobrepuesto para el cordón superior y colocar los elementos adicionales que hagan falta para dar cumplimiento a las solicitaciones de esfuerzos, por lo cual se modela nuevamente la solución pero esta vez se modela el cordón superior con un Angulo que contenga el doble del área del Angulo inicial con el fin de representar la condición dada en la obra, se realizan los cambios respectivos y se modela nuevamente obteniendo los siguientes resultados.

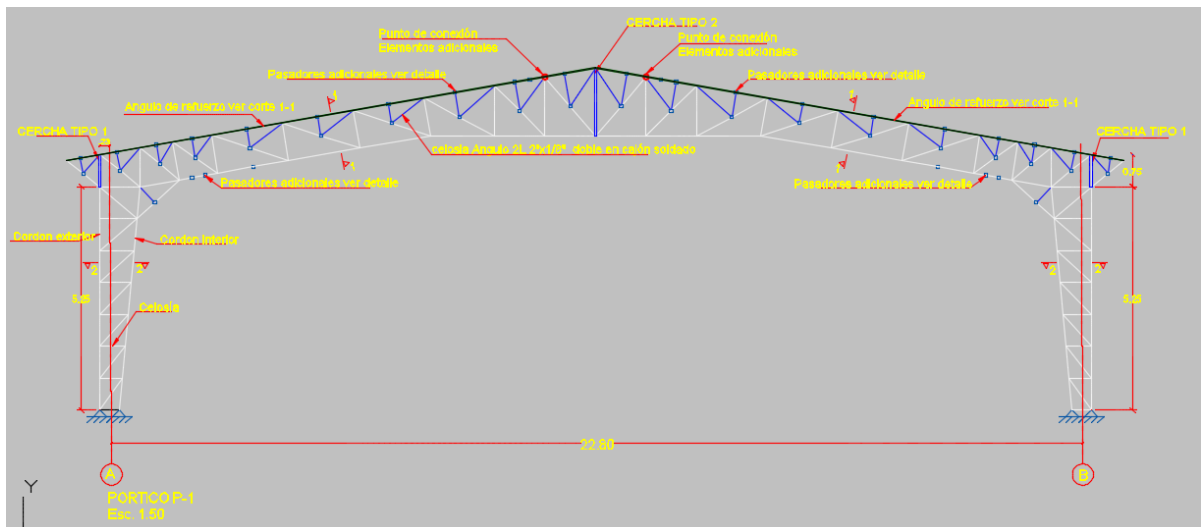


Figura 33 Elementos Cercha Solución 3
Fuente: planos estructurales

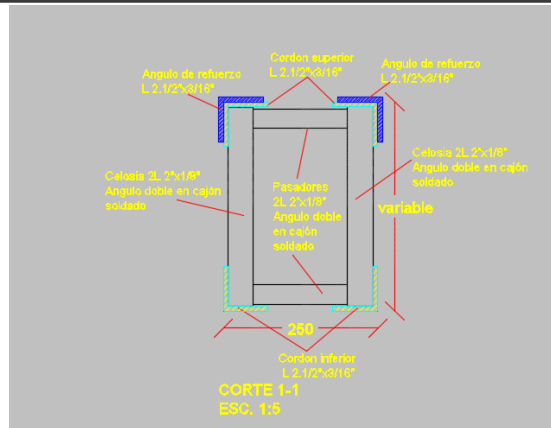


Figura 34. Detalle Sección transversal del refuerzo
Fuente: planos estructurales

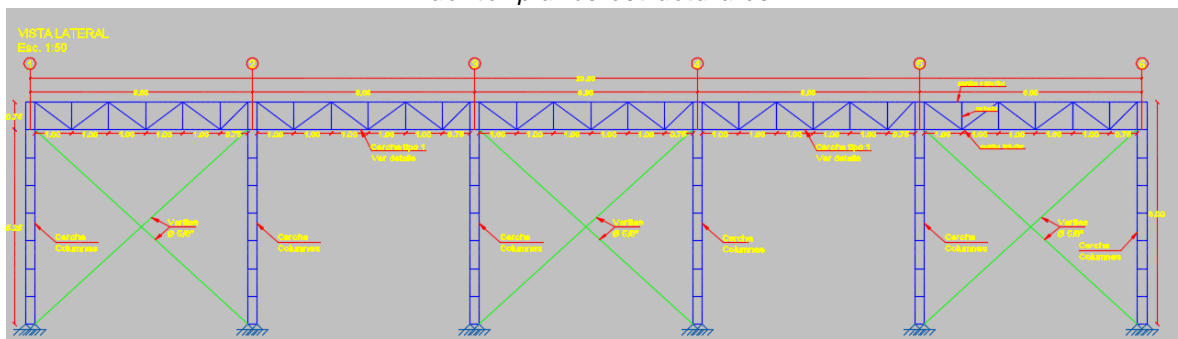


Figura 35. Detalle Vista lateral cercha tipo 1
Fuente: planos estructurales

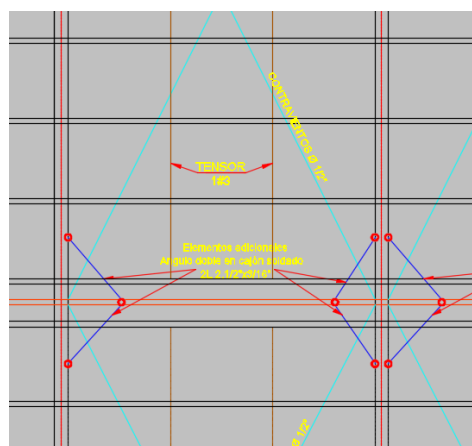


Figura 36. Detalles planta de cubierta elementos adicionales
Fuente: planos estructurales

Como se ilustra en las imágenes, adicional al ángulo de refuerzo para el cordón superior fue necesario la inclusión de elementos de celosía y elementos en la parte superior de la cubierta entre la cercha tipo 2 y los pórticos, de igual forma se incluyeron pasadores adicionales en el cordón superior e inferior para restringir el pandeo lateral de los elementos y así conseguir cumplir con las solicitaciones.






DETALLE DE LAS CERCAS ESC__1.9		
SECCIÓN	NOMBRE	FORMA
-CERCHA TIPO 1 CORDÓN SUPERIOR, CORDÓN INFERIOR	Ángulo doble en cajón soldado 2L 2.12"x3/16"	 Espesor = 3/16"
-CERCHA TIPO 1 CELOSIÁ	Ángulo doble en cajón soldado 2L 1.12"x3/16"	 Espesor = 3/16"
CERCHA TIPO 2 CORDÓN SUPERIOR, CORDÓN INFERIOR	Ángulo simple L 2.12"x3/16"	 Espesor = 3/16"
-CERCHA TIPO 2 CELOSIÁ	Ángulo simple L 1.12"x3/16"	 Espesor = 3/16"
□ Pasador Adicional	Ángulo doble en cajón soldado 2L 2"x1/8"	 Espesor = 1/8"

Figura 37 Detalle de las secciones empleadas en las cerchas
Fuente: planos estructurales

Chequeo de soldadura.

A continuación se realiza un chequeo para una conexión tipo de los perfiles pertenecientes a la estructura de acuerdo con lo estipulado en el título F.4.5 de la NSR-10 para soldadura filete, la soldadura para este caso se verifica por capacidad de la sección y se determina una longitud mínima de cordón con un espesor determinado, bajo la premisa que la capacidad de que la capacidad de la soldadura sea igual o superior al capacidad del elemento soldado.

Datos de la sección

Tabla 28. Datos de la sección a soldar

Fuente: elaboración propia

PERIL A SOLDAR	AREA (cm)	FY (MPA)	Φt	PC= Φt PN (KN)
L 2 X1/8 CAJON SOLDADO	6.44	420	0.9	145

Tabla 29. Chequeo par soldadura en cerchas

Fuente: elaboración propia

tipo de carga	longitudinal
Φ cortante	0.94
ΦR	0.60
t(espesor mm)	12.7
L(longitud)(mm)	70
Electrodo (KSI)	60
fu(Mpa)	420
tw(espesor mm)	8.9789
Φ cortantePn(N)	249429.60
ΦRPn (KN)	149.66
PU (KN)	145
D/C	0.97

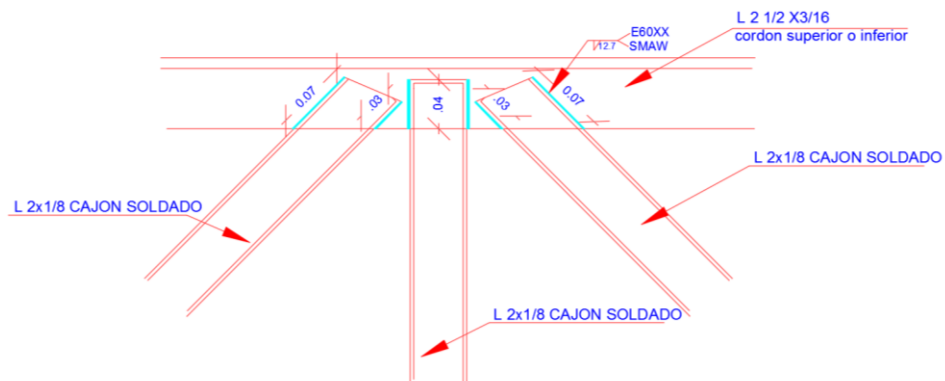


Figura 38. Detalle unión tipo
Fuente: planos estructurales



5.5. DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO DE 5 PISOS URBANIZACIÓN CAMPO BELLO.

5.5.1. Información de entrada

Del estudio de suelo se obtiene que para el siguiente proyecto el tipo de perfil es un suelo tipo E, con una capacidad admisible de 15.8 ton/m² y un módulo de balasto de 219.3 ton/m³ empleando una cimentación tipo losa.

El proyecto se encuentra ubicado en el municipio de Popayán Cauca, los parámetros sísmicos de Diseño para la ubicación se obtienen de acuerdo en lo estipulado en el apéndice A-4 de la NSR-10 como se muestra a continuación.^[1]

Tabla 30. Parámetros sísmicos de Diseño
Fuente: Código colombiano de construcción Sismo resistente NSR-10

Municipio	Código Municipio	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica	Ae	Ad
Popayán	19001	0.25	0.2	Alta	0.15	0.08

Con la información suministrada por el proyecto arquitectónico, se establece de forma general la geometría de la edificación, la distribución de los espacios y posibles propuestas para los elementos estructurales, la edificación consta de 5 pisos y es destinada para uso residencial catalogada de acuerdo con la NSR-10 como una estructura de ocupación normal perteneciente al grupo 1, el edificio cuenta con dos configuraciones arquitectónicas diferentes una para el piso 2 y otra para el piso 3,4 y 5 como se puede apreciar en los siguientes figuras de los planos arquitectónicos.

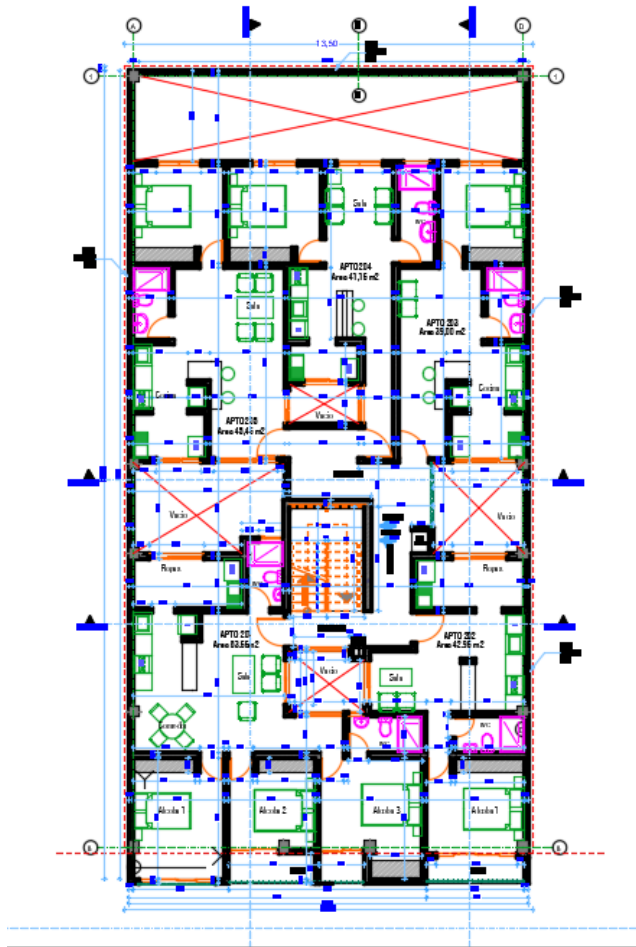


Figura 40 planta arquitectónica piso 2
Fuente: planos arquitectónicos

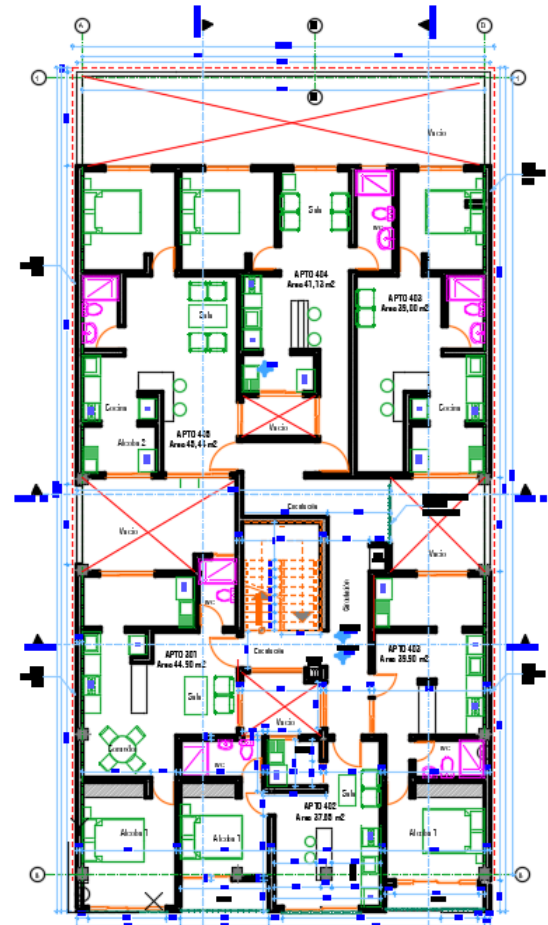


Figura 39. Planta arquitectónica piso tipo 3,4,5
Fuente: Planos arquitectónicos

5.5.2. Modelación

Inicialmente por la configuración y naturaleza del proyecto se define que el sistema estructural a emplear será pórticos en concreto reforzado resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES), por lo cual se determina que el coeficiente de disipación de la energía $R_o=7$.^[1]



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	Concreto	$f'c = 21 \text{ MPa}$
	Acero de refuerzo	$Fy = 420 \text{ MPa}$

Tabla 31. Resistencia de los materiales usados.
Fuente: Memoria de cálculo.

Nota: Las cargas introducidas en el software CYPECAD, no incluyen el peso propio de la estructura ya que el programa las calcula por defecto.

Para el caculo de las cargas se tiene en cuenta lo estipulado en el Título B de la NSR-10, para las cargas a nivel de cubierta se obtienen las cargas por m^2 y se convierten en lineales para asignarlas a las vigas de cubierta que soportaran las culatas.^[2]

Las cargas empleadas son:

Tabla 32. Cargas empleadas en el análisis.
Fuente: memoria de calculo

CARGAS MUERTAS DE ENTREPISO	KN/M2
CIELO RASO	0.5
PISO	1.1
MUROS	2.5
VENTANERIA Y ENTRAMADO	0.45
TOTAL	4.55
CARGA VIVA ENTREPISO	KN/ M2
RESIDENCIAL	1.8
CARGA MUERTA CUBIERTA	KN/M2
TEJA	0.2
CORREA	0.1
CIELO RASO	0.5
TOTAL	0.8
CARGA VIVA CUBIERTA	0.35

Fuerzas horizontales de viento.

De acuerdo a la ubicación del proyecto y la corrección registrada en el decreto No 340 del 13 de febrero de 2012 para la Figura B.6.4-1 del Título B de la NSR-10, se tiene una velocidad básica para la región 4 de:



$$Velocidad\ básica = 150Km/h$$

Del título B.6 de la NSR-10, para determinar las fuerzas de viento se opta por utilizar el método 2- PROCEDIMIENTO ANALÍTICO, cumpliendo la edificación en estudio con las condiciones dadas en el numeral B.6.5.1. Y teniendo en cuenta las limitaciones expresadas en B.6.5.2. [2]

Categoría del terreno: Categoría B

Velocidad básica del viento: 42.00 m/s

Categoría I

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	26.00	13.20

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

Coefficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00
+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
N+15.55	33.029	14.518
N +12.44	63.547	27.739
N+9.33	60.537	26.185
N+6.22	56.694	24.199

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
N+3.11	52.986	22.284

CARGAS DE GRANIZO

Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija. (NSR-10 B.4.8.3.1)

Altura Promedio

Municipio de Popayán: 1737 m.s.n.m

Por lo tanto, las cargas de granizo no serán consideradas en el presente diseño

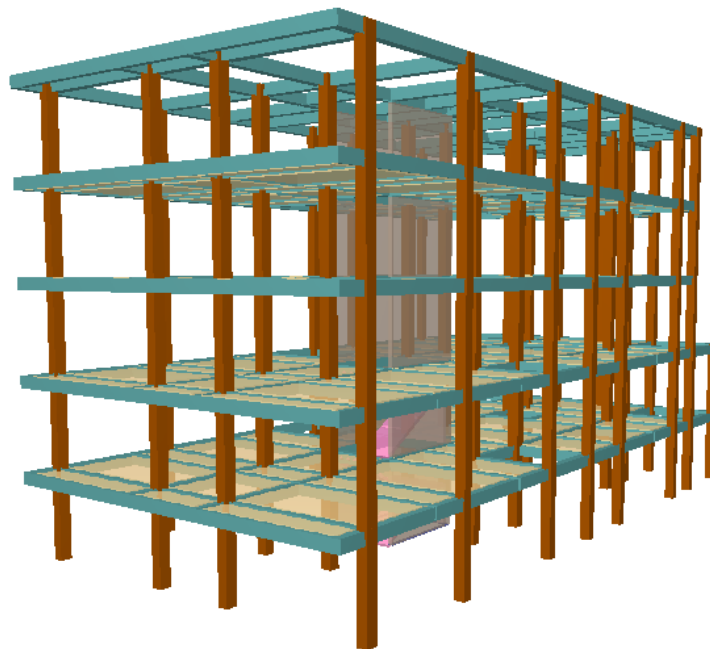


Figura 41. Modelo 3D de la edificación Campo Bello
Fuente: modelación del proyecto



5.5.3. Diseño de Elementos Estructurales

Para la concepción estructural del proyecto se realiza un intercambio continuo de información con los profesionales encargados de la parte arquitectónica, con quienes se llega a un acuerdo para la ubicación de los elementos estructurales especialmente las columnas, teniendo en consideración la propuesta inicial planteada en los diseños arquitectónicos, para las losas de entrepiso considerando las luces entre columnas se opta por la utilización de una losa aligerada, que comprende una loseta de compresión de 7 cm de espesor con nervios de 12cm y casetones de 50 cm de poli estireno, el tamaño de columnas que se plantea inicialmente es de 35x 35 cm, pero por solicitudes de resistencia es necesario aumentar la sección de 9 columnas a 40x 40 cm en la parte central, para las escaleras que van hasta el último nivel se plantea muros de concreto reforzado (pantallas de concreto) de 20 cm de espesor, en la siguiente figura se muestra la disposición de columnas y los muros de concreto.

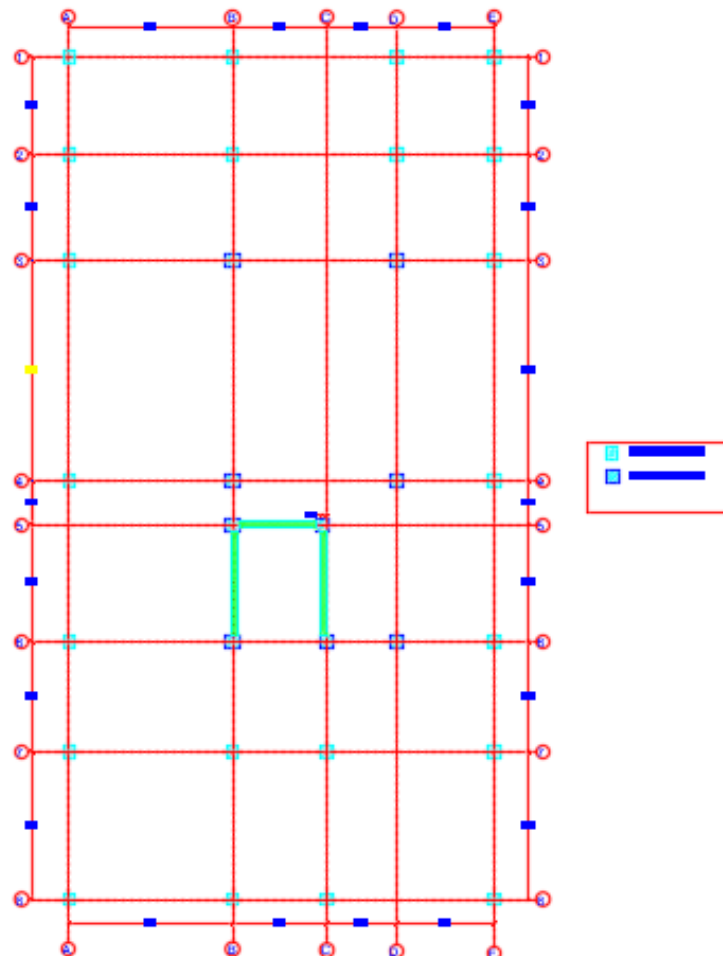


Figura 42. Disposición de columnas y muros
Fuente. Planos estructurales

Con ayuda del software CYPECAD el método de cálculo empleado fue el Análisis dinámico elástico espectral, este análisis es un procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, mientras las propiedades de rigidez y resistencia de una estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

CYPECAD calcula la respuesta dinámica máxima de cada modo utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Para la edificación, el espectro elástico de cálculo fue el siguiente:

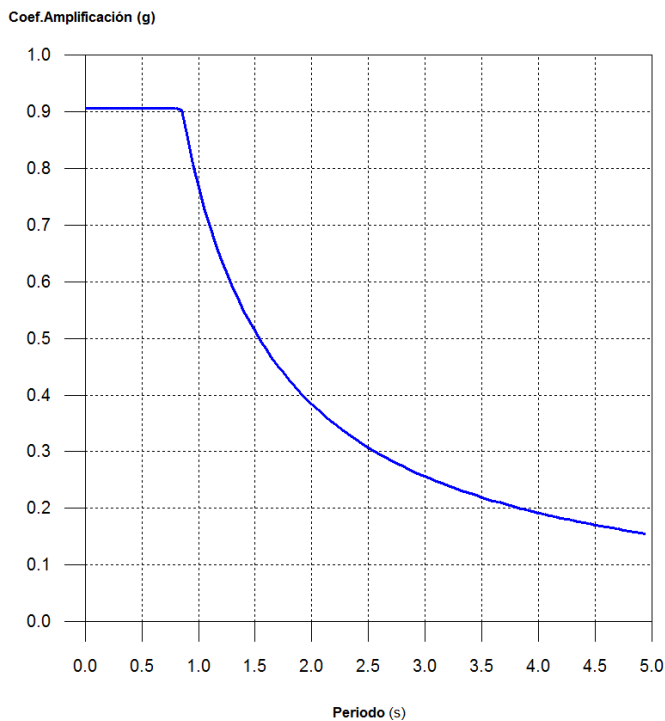


Diagrama 3 Espectro elástico de respuesta Edificación Campo Bello
Fuente: Memoria de Calculo

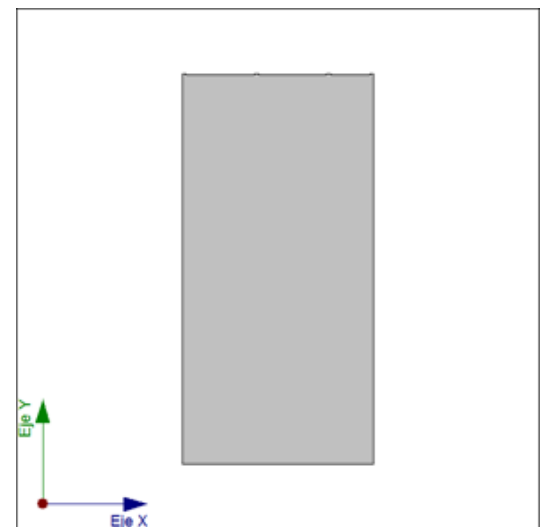


Diagrama 4. Proyección en planta Edificación Campo Bello
Fuente: Memoria de calculo

El valor máximo de las ordenadas espectrales es: 0.906 g

Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.



Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo		Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1}^3$	1229.979 kN ³	1.09
	$0.80 \cdot V_{s,X}$	1345.421 kN	
Sismo Y1	$V_{d,Y1}^3$	1272.702 kN ³	1.06
	$0.80 \cdot V_{s,Y}$	1345.421 kN	

Ya que no se cumple la condición de cortante basal mínimo los parámetros de respuesta dinámica se deben ajustar multiplicando por el factor de modificación.

Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

*Tabla 33. Sismo x proyecto Campo bello
Fuente: Memoria de calculo*

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
N+15.55	218.152	218.152	40.105	40.105
N +12.44	643.881	430.407	122.198	82.318
N+9.33	927.320	322.656	177.949	56.367
N+6.22	1125.825	283.784	209.968	33.329
N+3.11	1229.979	170.284	221.049	12.898



Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Tabla 34. Sismo y proyecto Campo bello
Fuente: Memoria de calculo

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
N+15.55	33.855	33.855	244.484	244.484
N +12.44	109.190	75.489	691.666	454.792
N+9.33	166.104	58.293	978.035	341.102
N+6.22	204.555	41.199	1174.123	295.964
N+3.11	221.964	20.581	1272.702	169.353

Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Tabla 35. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades Campo Bello
Fuente: Memoria de calculo

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e _x (m)	e _y (m)
N+15.55	(6.86, 10.99)	(6.62, 11.44)	0.24	-0.45
N +12.44	(6.65, 10.87)	(6.68, 11.44)	-0.03	-0.57
N+9.33	(6.65, 10.87)	(6.74, 11.45)	-0.09	-0.58
N+6.22	(6.67, 11.28)	(6.74, 11.75)	-0.07	-0.47
N+3.11	(6.78, 11.26)	(6.75, 12.05)	0.03	-0.78

Control de Derivas

Tabla 36. Control de derivas Campo bello
Fuente: Memoria de Calculo

Planta	Dirección X	Dirección Y
N+15.55	1 / 262	1 / 458
N +12.44	1 / 208	1 / 410
N+9.33	1 / 172	1 / 362
N+6.22	1 / 147=0.68%	1 / 362=0.28%
N+3.11	1 / 184	1 / 470

Posteriormente al chequear las derivas y verificar su cumplimiento, se procede a revisar las comprobaciones de resistencia sobre cada uno de los elementos que componen la estructura, realizando los respectivos despieces para los elementos estructurales, con base en los lineamientos del título C del reglamento colombiano sismo resistente NSR-10 y procurando estandarizar los despieces cuando las solicitaciones lo permitan en aras de mejorar los procesos constructivos y evitar desperdicios excesivos de materiales.^[3]

Para este proyecto se optó por una cimentación superficial tipo losa como mejor opción para garantizar una distribución más uniforme de los esfuerzos sobre el suelo, con el fin de evitar posibles problemas de asentamientos o afectaciones a construcciones vecinas, el sistema de cimentación lo compone una losa maciza de 30 cm de espesor con un refuerzo de doble parrilla con barras #4 cada 15 cm en ambos sentidos, más refuerzos con #4 cada 15 adicionales donde fuesen requeridos, también cuenta con vigas de cimentación de sección 40x 60cm.

5.3.3. Planos estructurales

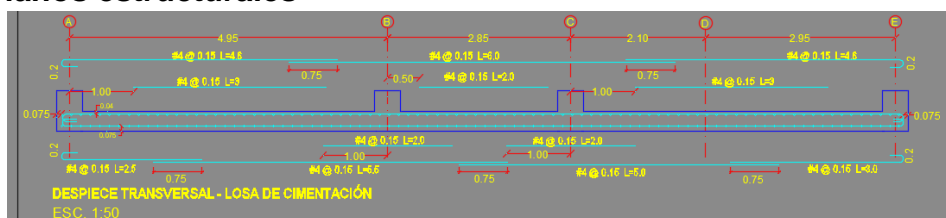


Figura 43. Despiece losa de cimentación
Fuente: Planos estructurales

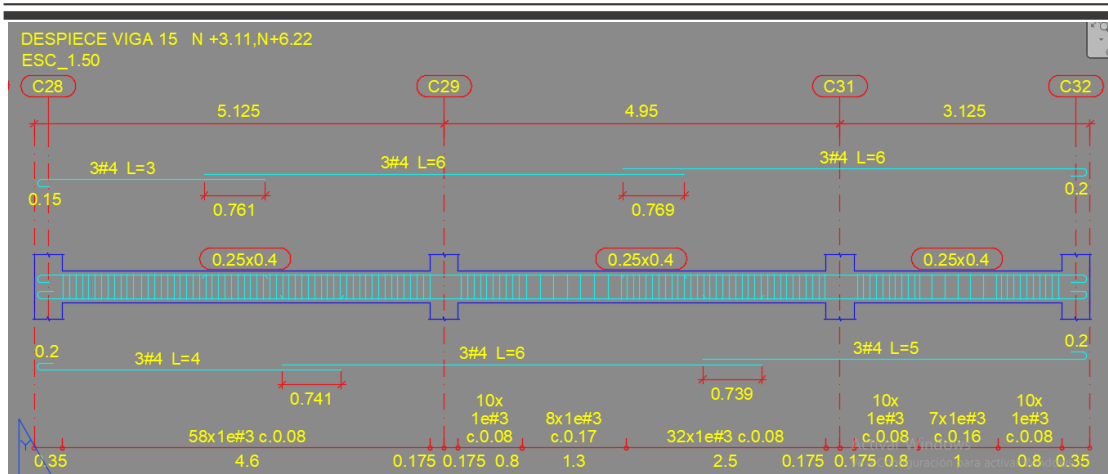


Figura 44. Despiece Viga 15 entrepiso
 Fuente: Planos estructurales

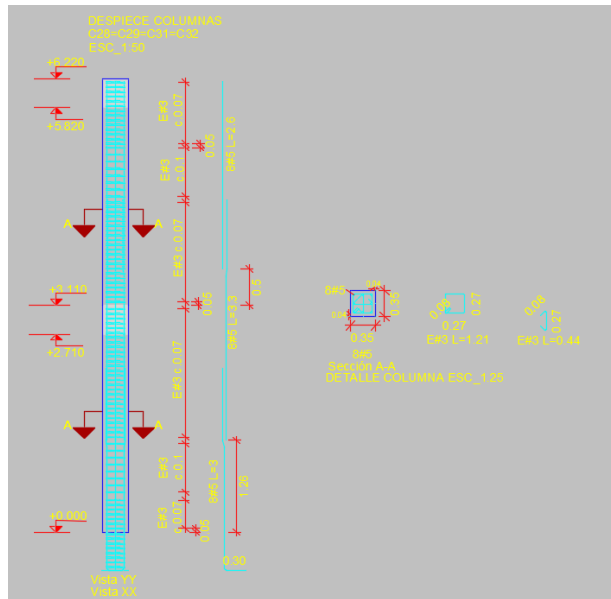


Figura 45. Despiece columnas C28,C29,C31,C32
 Fuente: Planos estructurales



6 EXPERIENCIA ADQUIRIDA

1. Inicialmente cabe resaltar que una de las experiencias más enriquecedoras dentro de la realización de la pasantía es el aprendizaje de la concepción de un proyecto de diseño estructural en la cual se entiende que la metodología para el desarrollo de un diseño no es única, e intervienen diferentes factores y profesionales que deben interactuar para cumplir el objetivo común, una estructura segura, resistente, que cumplan con los requerimientos de confort y estética y que represente un costo razonable.
2. En la interacción continua con los programas de diseño y las hojas de cálculo se adquiere destreza y agilidad en los procesos de cálculo y modelación.
3. Cabe destacar que el manejo de los programas se hace indispensable en esta época por cuestiones de agilidad, facilidad y optimización en la concepción de proyectos civiles, sin embargo a un más importante que el manejo del software son las bases sólidas del conocimiento que se adquieren durante el transcurso de la formación profesional y la experiencia laboral que permiten determinar y contrastar los resultados obtenidos por las ayudas o los programas que se emplean en el diseño y así determinar si los resultados coinciden con hechos razonables o si por el contrario existen variaciones inusuales que deban ser contrastadas por otro medio.
4. Se adquiere destreza en el manejo e interpretación del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, con fundamento en las bases teóricas adquiridas durante el proceso de formación académica y la práctica profesional.
5. Se obtiene habilidad en la interpretación de planos arquitectónicos para extraer la información fundamental necesaria para la realización de una modelación adecuada.
6. Con el transcurso de la pasantía se entiende que el diseño estructural no es un proceso desligado de los demás diseños que interviene en la concepción de un



proyecto civil, por el contrario la interacción continua, oportuna y adecuada entre los diferentes profesionales que intervienen en el proyecto, proporciona agilidad, optimiza el diseño y evita posibles inconvenientes o correcciones por disposiciones de elementos, manejo espacios, requerimientos estéticos o normativos entre otras variables que puedan generar cambios o variaciones en la estructura.



7 CONCLUSIONES

- Para el desarrollo de un diseño estructural no existen una única metodología en la concepción de un proyecto civil, puesto que el desarrollo del diseño depende en gran manera de los criterios empleados por el diseñador, sin embargo, todos los diseños deben llegar a un mismo punto que es la concepción de una obra segura, resistente, que cumpla con la normatividad vigente y satisfaga las necesidades para las cuales fue diseñada, economía, confort, estética y demás.
- Los software y las ayudas de diseño son herramientas fundamentales para la concepción de proyectos civiles en esta época, sin embargo los resultados y la veracidad de la información que pueden proporcionar esta herramientas, depende del adecuado manejo y conocimiento del profesional que lo utiliza, por lo tanto el diseño no debe basarse solo en el manejo de un programa si no que debe obedecer a los principios de la razón y los desarrollos de tipo cognitivo que se adquieren en el transcurso de la formación académica y profesional.
- Dentro de la concepción de una obra civil, el componente estructural puede destacarse como una de las partes más importantes en el desarrollo de un proyecto, ya que de este depende la estabilidad y la seguridad de las vidas humanas que harán uso de la obra, sin embargo para la adecuada configuración de los elementos estructurales no puede dejarse de lado las demás consideraciones y estudios que intervienen en el proyecto, ya que además de la seguridad la estructura debe cumplir con otra serie de parámetros estéticos, normativos, funcionales entre otros, que solo pueden conseguirse y brindarse, estableciendo canales de comunicación entre los diferentes profesionales que hacen parte del proyecto.
- La interacción y el intercambio continuo de información entre los profesionales que se desempeñan en la rama del diseño estructural, como también en otras ramas como la construcción, la arquitectura, entre otros contribuyen al crecimiento del conocimiento profesional y ayudan a conseguir los objetivos plasmados con cada proyecto.
- Mediante el desarrollo del trabajo de grado en modalidad de pasantía, se presenta la oportunidad de poner en práctica y afianzar los conocimientos adquiridos durante el transcurso académico, que contribuye a la ampliación del panorama cognitivo del estudiante y al crecimiento profesional en una de las diversas ramas de la ingeniería civil.



BIBLIOGRAFÍA

- [1]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO A; Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. BOGOTA, 2010.
- [2]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO B; Cargas. BOGOTA, 2010.
- [3]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO C; Concreto Estructural. BOGOTA, 2010.
- [4]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO D; Mampostería Estructural. BOGOTA, 2010.
- [5]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO F; Estructuras Metálicas. BOGOTA, 2010.
- [6]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TITULO H; Estudios Geotécnicos. BOGOTA, 2010.
- [7]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14. SECCION 3; Carga y Factores de carga.
- [8]. AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14. SECCION 11; Muros Estribos y PILAS.
-
-



H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S
Asesoría, Consultoría, Diseño,
Construcción y Supervisión Técnica

Popayán, 13 de Junio de 2018

Señores:
POSITIVA
COMPAÑÍA DE SEGUROS
Ciudad

La empresa **H Y C INGENIERIA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S.** identificada con NIT 900820783-1, se permite comunicar que ha aceptado al estudiante **CHRISTIAN CAMILO BANGUERO TOVAR** identificado con C.C. Nro. 1.062.307.660, como pasante de esta empresa para realizar actividades de auxiliar de diseño estructural a partir del mes de Julio del año 2018.

El estudiante estará a cargo del Ingeniero Civil **YORDI GOMEZ MONCAYO**, identificado con C.C. Nro. 1.080.901.924 de Colón, teniendo en cuenta el tiempo exigido por la Universidad que corresponde a 576 horas desarrolladas en trabajo de oficina.

HY C INGENIERIA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S. se obliga al cumplimiento de las disposiciones legales vigentes, en especial lo consagrado en el Decreto **055 DE 2015 (Enero 14)**, **Por el cual se reglamenta la afiliación de estudiantes al Sistema General de Riesgos Laborales y se dictan otras disposiciones.**

Nuestra empresa agradece la amable disposición académica de la Universidad.

Atentamente.

ARTURO ALEJANDRO HURTADO BALLESTEROS
Representante Legal. C.C. Nro. 1.061.796.498 de Popayán



Universidad
del Cauca

Facultad de Ingeniería Civil
Consejo de Facultad

RESOLUCIÓN No. 132 DE 2018
23 DE JULIO
8.3.2-90.13

Por la cual se autoriza un TRABAJO DE GRADO, **PRACTICA PROFESIONAL - PASANTIA**, y se designa su Director.
EL CONSEJO DE FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL de la Universidad del Cauca, en uso de sus atribuciones funcionales y,

CONSIDERANDO

Que mediante los Acuerdos 002 de 1989, 003 y 004 de 1994 y 027 de 2012, emanados del Consejo Académico de la Universidad del Cauca, se estableció el TRABAJO DE GRADO y por Resolución No. 820 de 2014 del Consejo de Facultad de Ingeniería Civil, se reglamentó dicho Trabajo de Grado en las modalidades Investigación, Pasantía y Práctica Social.

R E S U E L V E

ARTÍCULO ÚNICO: Autoriza al estudiante **CHRISTIAN CAMILO BANGUERO**, con código 100414010939 la ejecución y desarrollo del Trabajo de grado, **Practica Profesional-Pasantía** titulado: **Pasante Auxiliar de Diseño Estructural**, bajo la dirección del Ingeniero(a) José Darío Bravo, avalado por el Consejo de Facultad como requisito parcial para optar al título de Ingeniero(a) Civil.

COMUNIQUESE Y CÚMPLASE

Se expide en Popayán, a los veintitrés (23) días del mes de julio de dos mil dieciocho (2018)


Ing. **ALDEMAR JOSÉ GONZÁLEZ FERNÁNDEZ**
Decano


SANDRA MARIA FERNANDEZ CORAL
Secretaria General

Elaboro: Diego S





H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S
Asesoría, Consultoría, Diseño,
Construcción y Supervisión Técnica

Popayán, 22 de noviembre de 2018

Señores:

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD DEL CAUCA

Ciudad

La empresa **H Y C INGENIERIA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S.** identificada con NIT 900820783-1, **CERTIFICA** que el estudiante **CHRISTIAN CAMILO BANGUERO TOVAR**, identificado con C.C. Nro. 1062307660 expedida en Santander de Quilichao, vinculado a esta empresa como pasante, cumplió a satisfacción con la intensidad horaria exigida (576 Horas) desarrolladas en trabajo de oficina (diseño asistido por computador).

Atentamente.

ARTURO ALEJANDRO HURTADO BALLESTEROS

Representante legal