



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE CUENCA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA BUILDING INFORMATION MODELING
(BIM) AL DESARROLLO DEL PROYECTO “EDIFICIO PAN REAL” DE LA CIUDAD
DE CUENCA.

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTORES: LEONEL EDUARDO LÓPEZ PICÓN

ANDERSON JULIO TAPIA POVEDA

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSc.

Cuenca - Ecuador

2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Leonel Eduardo López Picón con documento de identificación N° 0105480735 y Anderson Julio Tapia Poveda con documento de identificación N° 0105481618; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos 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.

Cuenca, 8 de agosto del 2023

Atentamente,



Leonel Eduardo López Picón

0105480735



Anderson Julio Tapia Poveda

0105481618

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

Nosotros, Leonel Eduardo López Picón con documento de identificación N° 0105480735 y Anderson Julio Tapia Poveda con documento de identificación N° 0105481618; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Implementación de la metodología Building Information Modeling (BIM) al desarrollo del proyecto “edificio Pan Real” de la ciudad de Cuenca.”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Cuenca, 8 de agosto del 2023

Atentamente,



Leonel Eduardo López Picón

0105480735



Anderson Julio Tapia Poveda

0105481618

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) AL DESARROLLO DEL PROYECTO “EDIFICIO PAN REAL” DE LA CIUDAD DE CUENCA., realizado por Leonel Eduardo López Picón con documento de identificación N° 0105480735 y por Anderson Julio Tapia Poveda con documento de identificación N° 0105481618, 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.

Cuenca, 8 de agosto del 2023

Atentamente,



Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.

0105736490

DEDICATORIA

A mi madre Lupita, ya que, en el camino de la vida, tu amor incondicional ha sido mi guía y fortaleza. Esta tesis es el fruto de un esfuerzo compartido, donde tus palabras de aliento y apoyo constante me han impulsado a seguir adelante.

A mis queridos abuelitos Daniel, Rosa y Alejandrina, aunque ya no estén físicamente con nosotros, sé que desde el cielo siguen cuidando de mí. Sus recuerdos y enseñanzas perduran en mi corazón, y esta tesis es también un tributo a su legado, su sabiduría y su amor eterno.

Y de manera especial va mi dedicatoria a mi abuelito Luis Alberto Picón Peralta, mi ángel de la guarda, quien fue mi cómplice de aventuras y mi amigo incondicional. Tu ausencia aún se siente con fuerza, pero tu presencia en mi vida siempre será insustituible. Cada logro que alcanzo lleva un pedacito de ti, y esta tesis es un homenaje a tu recuerdo y legado.

Leonel Lopez

Quiero dedicar esta tesis a mis padres Julio y Betty, ya que ellos han sido mi pilar fundamental y mis consejeros para afrontar esta etapa de mi vida, siempre que tenía alguna dificultad podía contar con ellos en todo momento, todo lo que hoy soy es gracias a ellos.

A mis hermanos Darío y Lesly, por todo su apoyo y cariño, y que siempre que lo necesite tuve una mano amiga de parte de ellos.

A toda mi familia, que es lo mejor y más grandioso que Dios me ha dado.

Anderson Tapia

AGRADECIMIENTO

El ser agradecido es una muestra de respeto y de reconocimiento a quienes formaron parte de este proceso Universitario, y quiero iniciar este agradecimiento a Dios que ha permitido esto, y es mi guía y fortaleza en cada una de las etapas de mi vida.

De manera especial agradezco a mis padres Eduardo y Lupita, a mi hermana Nayeli, que son quienes han estado presentes en cada día de mi formación profesional y sin su apoyo incondicional nada de esto fuera posible. Así como también agradezco a los demás miembros de mi familia, mis tíos, primos, y a mis amigos más cercanos. Con el mismo ímpetu quiero agradecer a mi enamorada Valeria y a toda su familia por su apoyo y buen corazón, y finalizo agradeciendo a los docentes, a la Universidad Politécnica Salesiana y al Ing. Mauro Vallejo quien fue nuestro tutor.

Leonel Lopez

Doy gracias a Dios por permitirme culminar una etapa más en mi vida, doy gracias a la Universidad Politécnica Salesiana por abrirme las puertas para estudiar lo que me apasiona y así convertirme en un profesional, gracias a cada profesor que hizo parte de este proceso de formación largo y a la vez excitante, gracias a todos mis compañeros que estuvieron conmigo apoyándome en cada paso que daba y las más infinitas gracias a mis familiares que sin ellos no sería posible estar viviendo este sueño que es la culminación de mi carrera universitaria.

Anderson Tapia

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Descripción del problema.....	1
1.2.1 Antecedentes	1
1.2.2 Alcance.....	3
1.2.3 Delimitación.....	4
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo General	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 Acero estructural.....	6
2.1.1 Tipos de acero estructural	6
2.1.2 Perfiles de acero estructural	8
2.1.3 Elementos conformados por soldadura	9
2.2 Estructuras metálicas	10
2.2.1 Cargas de diseño.....	11
2.3 Combinaciones de cargas	12
2.4 Diseño de elementos Estructurales	13
2.4.1 Método LRFD	13
2.4.2 Factores de resistencia del método LRFD.....	14
2.5 Diseño de Columnas.....	14
2.5.1 Perfiles usados en columnas.....	14

2.5.2	Resistencia de diseño	15
2.5.3	Longitud efectiva en las columnas.....	17
2.6	Diseño de vigas.....	18
2.6.1	Resistencia a Flexión.....	19
2.6.2	Resistencia a corte.....	19
2.6.3	Capacidad resistente a flexión de secciones compactas doblemente simétricas	20
2.6.4	Criterio sismorresistente de Columna fuerte viga débil.....	21
2.7	Diseño de placa colaborante	22
2.7.1	Determinación de la deflexión de la plancha colaborante Acero-Deck actuando como encofrado	23
2.7.2	Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-Deck	24
2.7.3	Esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto	27
2.7.4	Diseño por cortante de la losa colaborante Steel Deck	30
2.8	Diseño sismorresistente	31
2.8.1	Pórticos Resistentes a Momento	32
2.8.2	Factor de importancia y uso de la estructura.....	33
2.8.3	Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico.....	34
2.8.4	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	35
2.8.5	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	36
2.8.6	Factor de reducción de resistencia sísmica	37
2.8.7	Factores de configuración estructural	38
2.8.8	Cortante basal de diseño.....	41
2.8.9	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	43
2.8.10	Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	44
2.9	Definición de BIM.....	45
2.10	Aplicación del BIM en el Ecuador.....	46

2.11	BIM en el diseño y la planificación	46
2.12	Normas y códigos de Aplicación	47
2.12.1	Códigos y Guías en Latinoamérica	47
2.12.2	Norma para la implementación BIM de la ISO International Organization for Standardization.....	47
2.12.3	Guía básica BIM Para funcionarios Públicos.....	49
2.13	Estándares del BIM.....	50
2.13.1	Usos de BIM.....	50
2.13.2	Niveles de Información	51
2.13.3	Dimensiones BIM	53
2.13.4	Modelo paramétrico	54
2.14	Planificación y Control de proyectos BIM	54
2.14.1	Ciclo de vida del proyecto.....	54
2.14.2	Roles BIM	55
2.14.3	Ingeniería colaborativa.....	57
2.14.4	Manual Básico de entrega de información (MEI).....	58
2.14.5	Plan de ejecución BIM (PEB)	58
2.14.6	Modelo de Información del Proyecto (PIM).....	59
2.15	Herramientas y Software.....	59
2.16	Metodología CAD vs BIM.....	61
2.17	Revit en el modelado de estructuras civiles.....	62
2.17.1	Interoperabilidad ETABS – REVIT	63
CAPITULO III		65
METODOLOGÍA		65
3.1	Plan de ejecución BIM	65
3.2	Análisis de la información base.....	66
3.2.1	Descripción del proyecto.....	66

3.2.2	Diseño Arquitectónico.....	66
3.3	Evaluación estructural	67
3.3.1	Información base	67
3.3.2	Configuración de la estructura	68
3.3.3	Área de la construcción y niveles.....	68
3.3.4	Cargas no sísmicas	69
3.3.5	Periodo fundamental de vibración.....	70
3.3.6	Cálculo del espectro sísmico	71
3.3.7	Combinaciones de carga.....	73
3.3.8	Coefficiente de cortante basal.....	74
3.3.9	Materiales	74
3.3.10	Prediseño de los elementos estructurales	75
3.3.11	Modelamiento en Etabs	82
3.3.12	Cálculo del cortante basal y verificación del coeficiente basal.....	87
3.3.13	Periodo de la estructura en ETABS.....	88
3.3.14	Revisión de las derivas de piso	89
3.3.15	Diseño final de los elementos estructurales	91
3.4	Exportación del modelo a Revit	105
3.5	Configuración de Revit estructural.....	107
3.5.1	Colocación de niveles y ejes	108
3.6	Modelación de la estructura.....	110
3.6.1	Cimentación	110
3.6.2	Columnas.....	112
3.6.3	Vigas.....	113
3.6.4	Losas.....	115
3.6.5	Gradas.....	116
3.6.6	Conexiones estructurales.....	118

3.6.7	Acero de refuerzo	118
3.7	Cantidades de obra.....	119
3.8	Comparación con el modelo tradicional.....	120
3.8.1	Análisis estructural.....	120
3.8.2	Modelamiento estructural.....	122
3.9	Presupuesto.....	124
	CONCLUSIONES	125
	RECOMENDACIONES	127
	BIBLIOGRAFÍA.....	128
	ANEXOS.....	132
	PRESUPUESTO	151
	CRONOGRAMA Y ACTIVIDADES	152

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ubicación geográfica del proyecto.....	5
Tabla 2. Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.	14
Tabla 3. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	34
Tabla 4. Valores del factor Z en función de la zona sísmica dada por la NEC-15	35
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo	35
Tabla 6. Coeficientes del perfil del suelo	36
Tabla 7. Valores del factor de reducción de resistencia sísmica	37
Tabla 8. Coeficientes para determinar T	42
Tabla 9. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	44
Tabla 10. Aplicaciones de la metodología BIM.....	50
Tabla 11. Niveles de información	52
Tabla 12. Niveles de detalle	52
Tabla 13. Selección de softwares y su utilización.....	60
Tabla 14. Áreas del proyecto.....	69
Tabla 15. Cargas adicionales o sobrecargas.....	69
Tabla 16. Sobrecarga en cubierta	70
Tabla 17. Valores del suelo según especificaciones técnicas.....	70
Tabla 18. Parámetros de diseño del espectro sísmico.	72
Tabla 19. Combinaciones basadas en la normativa NEC-15	74
Tabla 20. Valores iniciales para para vigas secundarias.	77
Tabla 21. Valores iniciales para para vigas principales.	80
Tabla 22. Periodo fundamental de la estructura	88
Tabla 23. Comparación de periodos de diseño.....	88
Tabla 24. Dimensiones finales de vigas principales.....	91
Tabla 25. Datos para el diseño de la losa deck.....	101
Tabla 26. Rubros estructurales del proyecto.	119

Tabla 27. Diferencias en pesos y áreas.....	123
Tabla 28. Presupuesto de obra actual	124
Tabla 29. Presupuesto del proyecto técnico	151
Tabla 30. Cronograma de actividades	152

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto.	4
Figura 2. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructura	7
Figura 3. Propiedades mecánicas del ASTM A572 Gr 50.....	8
Figura 4. Perfiles laminados en caliente	8
Figura 5. Columnas conformadas por soldadura.....	9
Figura 6. Vigas y columnas de alma llena con perfiles.....	11
Figura 7. Tipos de miembros a compresión.	15
Figura 8. Valores aproximados del factor de longitud efectiva K.	17
Figura 9. Nomenclatura de la sección transversal.....	18
Figura 10. Determinación de M^*pv para el caso de una columna interior de un PEM	21
Figura 11. Detalle de losa deck	22
Figura 12. Condiciones de apoyo de la losa deck	23
Figura 13. Momentos existentes en una losa deck con 3 o más tramos.....	27
Figura 14. Sección transformada fisurada.....	28
Figura 15. Sección transformada no fisurada.....	29
Figura 16. Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas.....	33
Figura 17. Coeficientes de irregularidad en planta	39
Figura 18. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	41
Figura 19. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	43
Figura 20. Significado de las siglas BIM	45
Figura 21. Tiempo usado en el desarrollo de un proyecto BIM.....	46
Figura 22. Nivel de información necesaria	51
Figura 23. Dimensiones BIM.....	53
Figura 24. Ciclo de vida edificación - BIM	55
Figura 25. Estructura jerárquica de los roles BIM.....	56
Figura 21. Interacción modelo y requerimientos mediante formato IFC	61

Figura 22. Cuadro comparativo en tiempos entre metodología BIM y metodología tradicional	61
Figura 23. Interfaz de Revit 2022	62
Figura 24. Interoperabilidad ETABS - Revit	64
Figura 25. Metodología a implementar	66
Figura 26. Planta baja de la Edificación	67
Figura 27. Estructura modelada en Etabs V20.3	68
Figura 28. Espectro de diseño en Etabs	73
Figura 29. Valores obtenidos de catalogos de ImportAceros	77
Figura 30. Valores obtenidos de catalogos de ImportAceros	80
Figura 31. Ingreso de materiales	82
Figura 32. Ingreso de información para columnas	83
Figura 33. Vigas utilizadas en el diseño estructural	84
Figura 34. Configuración de la losa deck	85
Figura 35. Patrones de carga utilizados e ingreso del coeficiente basal	86
Figura 36. Ingreso de casos de carga con espectro de diseño.	87
Figura 37. Correcciones del coeficiente de cortante basal	87
Figura 38. Dato para derivas en el sentido X dado por etabs	89
Figura 39. Dato para derivas en el sentido Y dado por etabs	90
Figura 40. Atiesadores intermedios	92
Figura 41. Valores D/C vigas principales	98
Figura 42. Valores D/C vigas principales	99
Figura 43. Deflexión en viga tipo VT.	100
Figura 44. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada fisurada.	103
Figura 45. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada no fisurada.	103
Figura 46. Área contribuyente para cortante, losa colaborante Steel Deck	105
Figura 47. Exportación del modelo a revit	106

Figura 48.	Importación del modelo a revit.....	106
Figura 49.	Selección de plantilla estructural.....	107
Figura 50.	Unidades del proyecto.	108
Figura 51.	Ejes y niveles del proyecto.	109
Figura 52.	Modelo estructural de la edificación.....	110
Figura 53.	Tipos de zapatas utilizadas en el proyecto.....	111
Figura 54.	Viga combinada usando familia losa de cimentación.....	111
Figura 55.	Columnas de acero estructural.....	112
Figura 56.	Pedestales de hormigón armado	113
Figura 57.	Vigas de acero estructural.....	114
Figura 58.	Vigas de cadena de amarre	114
Figura 59.	Losa con chapa metálica.....	115
Figura 60.	Contrapiso de hormigón armado.	116
Figura 61.	Bosquejo de la escalera a modelar.....	117
Figura 62.	Familia de escalera moldeada en situ.	117
Figura 63.	Placa base tipo 2	118
Figura 64.	Uso de NaviateRex en armadura de columna.....	118
Figura 65.	Uso de NaviateRex en armadura de zapata	119
Figura 66.	Proceso de trabajo seguido para ambas metodologías.....	120
Figura 67.	Error por falta de elementos en biblioteca.....	121
Figura 68.	Metodo de replica de elementos estructurales en otros niveles del proycto.....	122

RESUMEN

El presente proyecto técnico tiene por objeto la implementación y aplicación de la metodología BIM en el diseño y modelación de una edificación de 5 niveles en la ciudad Cuenca, partiendo del diseño estructural, utilizando los estándares y normativas aplicables al mismo.

Se investigó en base a documentación técnica, manuales, y otros documentos la forma más adecuada de implementar la metodología BIM; con el establecimiento de un plan de ejecución de dicha metodología se inicia con el prediseño de los elementos estructurales y en base a la arquitectura del proyecto se realiza el modelamiento inicial de la estructura, este modelo es llevado mediante la interoperabilidad de programas a un software de análisis estructural para obtener el diseño final con los respectivos elementos estructurales, con ello se termina el modelo y se obtiene los planos finales del proyecto.

La metodología implementada va en favor de la interoperabilidad entre softwares de diseño y modelamiento estructural logrando un traspaso de la información con la menor pérdida posible.

Se realizó una comparación de cantidades y costos respecto a la metodología tradicional CAD demostrando la eficiencia del BIM tanto en el cálculo de cantidades como en la reducción de tiempo en procesos de diseño y modelación, reduciendo las horas de trabajo en un 8.82%, y un ahorro de materiales del 5.58%. dando como resultado final que el desarrollo del proyecto se lo realizó un 50% más rápido.

Palabras claves: BIM, Estructuras metálicas, edificaciones, interoperabilidad

ABSTRACT

The purpose of this technical project is the implementation and application of the BIM methodology in the design and modeling of a 5-level building in the city of Cuenca, based on the structural design, using the standards and regulations applicable to it.

Based on technical documentation, manuals, and other documents, the most appropriate way to implement the BIM methodology was investigated; With the establishment of an execution plan of this methodology begins with the predesign of the structural elements and based on the architecture of the project the initial modeling of the structure is carried out, this model is taken through the interoperability of programs to a structural analysis software to obtain the final design with the respective structural elements, This completes the model and obtains the final plans of the project.

The methodology implemented favors interoperability between structural design and structural modeling software, achieving a transfer of information with the least possible loss.

A comparison of quantities and costs with respect to the traditional CAD methodology was carried out, demonstrating the efficiency of BIM both in the calculation of quantities and in the reduction of time in design and modeling processes, reducing working hours by 8.82%, and a saving of materials of 5.58%. resulting in the development of the project 50% faster.

Keywords: BIM, Metal structures, buildings, interoperability

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

La metodología BIM (building information modelling) lleva en desarrollo desde la primera década del presente siglo, en la Unión Europea países como: Francia e Inglaterra aplica el enfoque de Modelado de Información de Construcción (BIM) en todos los proyectos de infraestructura pública, se observa un aumento paulatino de empresas relacionadas con el mercado de la construcción que se suman a esta metodología.

Los países europeos, Australia y Estados Unidos lideraron en términos de avances e implementación en sus proyectos de construcción. En Sudamérica, Chile se destaca como un ejemplo de progreso en este ámbito, dado que desde 2016 ha trabajado en la adopción de PLANBIM; sin embargo, sigue siendo un método de trabajo relativamente nuevo en el Ecuador, esto demuestra un retraso tecnológico en el sector de la construcción en nuestro país.

La metodología BIM va a la par del desarrollo de tecnología y nuevos métodos de construcción, con el fin mayor de lograr la optimización, eficiencia y reducción de costos en los proyectos de construcción; con aquel antecedente se plantea la aplicación e implementación de esta metodología a un proyecto real ya en construcción, en su etapa de diseño y modelación, siguiendo estándares BIM internacionales.

1.2 Descripción del problema

1.2.1 Antecedentes

En Ecuador, la implementación de la metodología BIM aún no ha sido estandarizada, y hasta el momento, su aplicación se ha centrado principalmente en empresas privadas. No existe una política oficial a nivel estatal que guía o promueve la adopción de soluciones BIM, según lo señalado por (EDITECA,2018).

El uso de esta metodología no tiene nada que ver con lo que se entiende por construcción dirigida por el gobierno, dejando varios vacíos en la información de los proyectos de construcción y obligando a continuar estos proyectos por partes. Es decir, las personas involucradas en las diferentes áreas del proyecto ya sean arquitectos o ingenieros, realizan sus actividades de manera individual y se enfocan únicamente en sus áreas designadas. Esto, combinado con la falta de comunicación y coordinación, da como resultado la pérdida de información entre las diversas etapas del proyecto; puede aumentar el tiempo de idea de diseño, más discrepancias entre diseño y construcción, e incluso aumentar el costo final del proyecto.

Una ciudad del tamaño de Cuenca no utiliza este enfoque, ni ha sido requerido por ninguna institución como: municipio, consejo provincial u otras instituciones del sector público. Además, rara vez se utiliza en el sector privado, debido a que aún predominan los sistemas tradicionales de elaboración de planes y presupuestos de obra en softwares básicos como AutoCAD y Excel.

Debido a que en Cuenca no se encuentra datos de encuestas realizadas, buscamos los datos más cercanos a la ciudad, y según (Quevedo, 2021), y su aplicación de una encuesta consultiva en la ciudad de Loja “para el 2021, el 90% de empleados públicos no utiliza BIM en sus proyectos, mientras que un 80% desconoce de esta metodología y no se encuentra preparados para implementarla en sus empresas o proyectos”. (p. 8)

El mencionado dato estadístico resalta la importancia de iniciar proyectos que sirven como modelos a seguir. Estos proyectos permitirán que los expertos locales aprovechen los beneficios que brindan el empleo de esta metodología en la planificación, desarrollo, mantenimiento y renovación de construcciones.

1.2.2 Alcance

El presente estudio técnico, con el propósito de disponer de la información de una edificación, de manera ordenada y clara, hace uso de la metodología BIM, permitiendo realizar un levantamiento en modelos paramétricos tridimensionales, con el apoyo de softwares que utilizan esta metodología como: Revit (con sus disciplinas arquitectura y estructura), usando la interoperabilidad con softwares de análisis estructural, en nuestro proyecto utilizamos Etabs.

La implementación de la metodología BIM condescenderá la creación de un modelo de proyecto altamente mejorado, centrado en la sostenibilidad y capaz de controlar de manera eficiente los recursos y presupuestos internos. la organización, seguimiento y evaluación de la obra, permitirá visualizar cambios de forma simultáneamente y analizar sus efectos en diferentes áreas, impidiendo mejoras. Asimismo, se podrá realizar una evaluación constante de la sustentabilidad de la obra, considerando aspectos como el consumo, el ahorro energético y su impacto en el medio ambiente.

Para ello se parte de un pre dimensionamiento de los elementos estructurales (losa deck, vigas principales, vigas secundarias y columnas), mismas que pasan al modelado en Revit para luego ser llevado al software de evaluación y diseño estructural Etabs, donde se obtiene las dimensiones definitivas con las que se trabaja el diseño final de la estructura, diseño que es llevado nuevamente a Revit a fin de obtener cantidades, pesos y planos estructurales del proyecto. r

Mediante el flujo de trabajo BIM, se plantea realizar una comparativa entre el método tradicional utilizado y la metodología BIM en el de modelado y diseño de edificaciones, esto con el fin de expandir dicha metodología a diversos campos de acción de la construcción para el desarrollo de líneas de investigación y usos dentro del área estructural.

Obteniendo como resultado una línea de trabajo o procedimientos a seguir que se pueden utilizar por cualquier diseñador y modelador de estructuras.

1.2.3 Delimitación

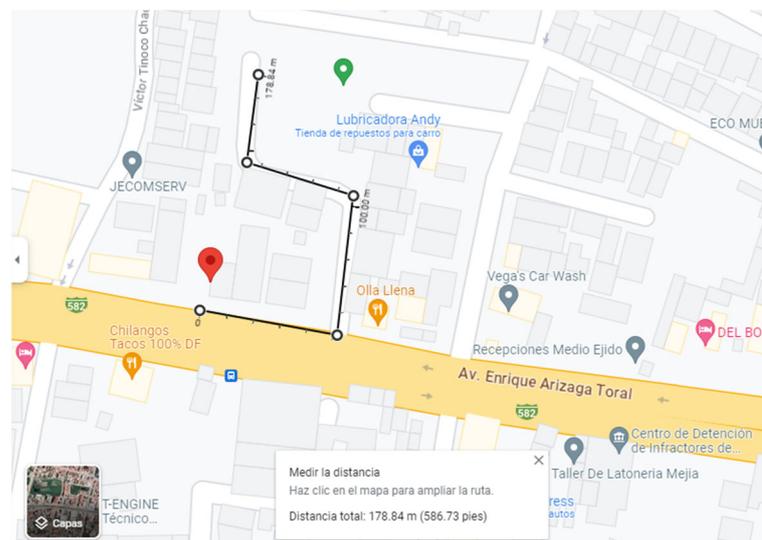
El proyecto se enfoca en el beneficio de: Arquitectos, Ingenieros civiles, estudiantes y profesionales del sector de la construcción de Cuenca que buscan nuevas metodologías para reducir gastos y aumentar valor a sus proyectos desde la planeación hasta la construcción.

1.2.3.1 Ubicación del proyecto

La obra en estudio se ubica en la provincia del Azuay, ciudad de Cuenca, parroquia Sucre, en la Av. Enrique Arizaga Toral S/N, sector El Batan; como punto de referencia está el parque Medio Ejido a tan solo 178.84 m al noroeste.

Figura 1.

Ubicación del proyecto.



Elaborado por: Los Autores.

A continuación, se indican las coordenadas geográficas del proyecto, obtenidas a través de Google maps.

Tabla 1.

Ubicación geográfica del proyecto

Latitud	Longitud
-2.9025652	-79.0359866

Elaborado por: Los Autores.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Implementar la metodología Building Information Modeling (BIM) en el diseño y modelado estructural del proyecto “PAN REAL”, destinado a uso comercial y residencial en la ciudad de Cuenca, cuyo diseño fue realizado previamente por métodos tradicionales.

1.3.2 Objetivos Específicos

Recolectar la información base necesaria como: topografía, planos, especificaciones técnicas para el desarrollo del proyecto.

Definir un procedimiento de diseño, utilizando un software que forme parte de la metodología BIM, para el desarrollo de la investigación.

Obtener el modelo estructural en 3D con los datos paramétricos y los planos de diseño finales del proyecto.

Comparar la eficiencia entre de la metodología BIM y la metodología tradicional utilizada previamente en el proyecto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Acero estructural

Es muy conocido que el acero al carbono es un material estructural altamente versátil y eficiente. Puede ser fabricado en diversas formas y tamaños, ofreciendo una garantía sólida a un costo relativamente asequible. Durante el proceso de construcción, puede ser trabajado y ensamblado sin que sus propiedades físicas se vean significativamente afectadas, utilizando una variedad de técnicas y procedimientos (Bonilla y Tapia, 2010).

En tiempos anteriores, el acero estructural más utilizado era el A36, que tenía un mínimo esfuerzo de fluencia de 36 klb/plg². Sin embargo, en épocas más recientes, se ha optado por acero fundiendo chatarra en hornos eléctricos, lo que ha dado lugar a aceros más resistentes, como el A992 y el A572, con un esfuerzo mínimo de fabricación de fluencia de 50 klb/plg². Sorprendentemente, estos aceros más fuertes se venden a un precio casi igual al del acero A36. (McCormac y Csernak, 2012)

2.1.1 Tipos de acero estructural

Los aceros estructurales de uso más común en el medio nacional llevan una denominación ASTM que corresponde a la American Society for Testing and Materials de los Estados Unidos, la cual es la organización encargada de desarrollar y publicar normas respecto al uso y especificación de distintos materiales, en este caso el acero estructural para edificaciones.

2.1.1.1 Acero ASTM A36

Se trata de un tipo de acero al carbono que se utiliza ampliamente en la construcción de diversas estructuras metálicas, como puentes, torres de energía, torres de comunicación, edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas, así como en herrajes eléctricos y

señalización. Este acero presenta una resistencia intermedia y es altamente soldable, lo que lo hace adecuado para la fabricación de vigas soldadas en edificios, bases de columnas y columnas. Su esfuerzo de fluencia es de 2531 kg/cm².

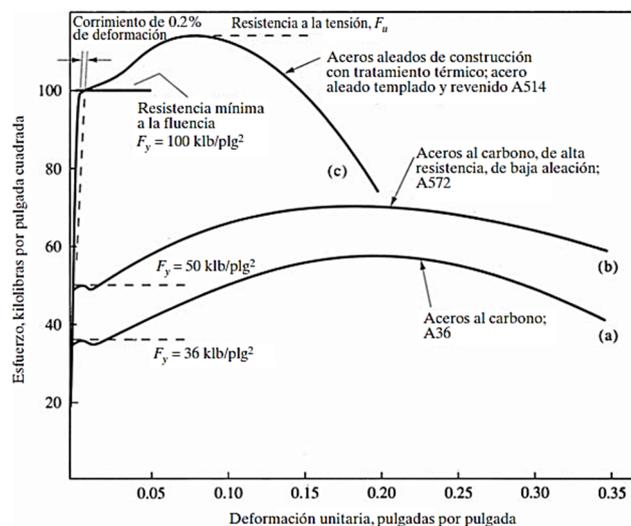
2.1.1.2 Acero ASTM A 572

El acero estructural A572 se encuentra dentro de las opciones ASTM A572 y se presenta en diferentes grados: 42, 50, 60 y 65, que representan los límites elásticos. Las placas con un espesor igual o superior a 100 mm tienen un límite elástico de 42 ksi. Este acero es conocido por su alta resistencia y baja alarma, mejorado mediante la mejora de microaleantes como Niobio o Columbio y Vanadio. El desarrollo de este acero de alta resistencia ha contribuido a mejorar su comportamiento mecánico, lo que lo convierte en una opción más segura para aplicaciones estructurales, al tiempo que logra reducir el consumo específico desde un enfoque estructural. (GENERAL DE ACEROS CIA.;, 2023)

En la figura 2 se puede observar la curva esfuerzo – deformación del acero A572, respecto del acero A36.

Figura 2.

Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural



Fuente: (McCormac y Csernak, 2012)

El acero A572 Gr 50 es ampliamente utilizado en la construcción de estructuras metálicas y tiene diversas aplicaciones clave, como en plataformas petroleras, puentes, torres eléctricas de comunicación y edificaciones apernadas o soldadas. Este tipo de acero es preferido cuando se busca reducir los espesores en el diseño, gracias a su mayor resistencia en comparación con la lámina A36. Su alta resistencia lo convierte en una opción eficiente y segura para numerosos proyectos de construcción. (GENERAL DE ACEROS CIA.;, 2023)

En la figura 3 se indican las propiedades mecánicas del acero A572 Gr50.

Figura 3.

Propiedades mecánicas del ASTM A572 Gr 50

Propiedades Mecánicas			
Resistencia a la tracción	Límite Elástico min.	Alargamiento %, min	
		200 mm	50 mm
46Kg / mm ²	35 Kg / mm ²	18	21
450 Mpa.	345 Mpa.		
65 ksi	50 ksi		

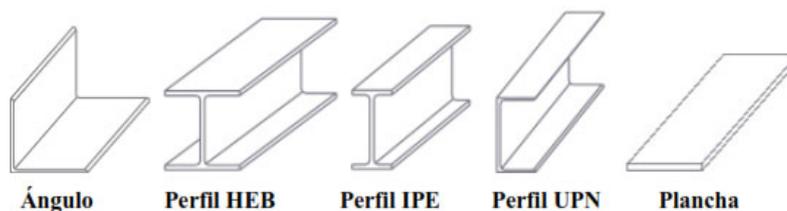
Fuente: (GENERAL DE ACEROS CIA.;, 2023)

2.1.2 Perfiles de acero estructural

Los perfiles más utilizados en obras civiles con estructura metálica y que se hallan comercialmente en el mercado local se exponen en la figura 4.

Figura 4.

Perfiles laminados en caliente



Fuente: (Bonilla y Tapia, 2010)

Los perfiles IPN, IPE y HEB son ampliamente utilizados en la fabricación de elementos estructurales para diversos fines, como edificios, puentes, rieles y soportes de polipastos en puentes grúa, entre otras. Estos perfiles están diseñados principalmente para soportar fuerzas de flexión o compresión, y suelen tener torsión despreciable. Su resistencia y forma los hacen ideales para crear estructuras sólidas y confiables en una variedad de proyectos de Ingeniería y construcción.

2.1.3 Elementos conformados por soldadura

Debido a la naturaleza de la construcción en el Ecuador donde el acero estructural puede llegar a ser uno de los rubros más importantes durante una construcción y al hecho que no existen empresas nacionales dedicadas a fabricar elementos estructurales laminados en caliente, los mismos que solo llegan por importación al país, grandes empresas como Kubiec, Novacero, FerroTorre, tienen a su disposición vigas soldadas.

2.1.3.1 Perfiles tipo O

Conformados por dos perfiles tipo C soldados bajo los parámetros establecidos bajo la normativa AWS D1.1 y D1.8 para soldadura en zonas sísmicas; una vez fabricados de esta forma, los elementos tipo O son frecuentemente utilizados como columnas.

Figura 5.

Columnas conformadas por soldadura



Fuente: (Ramírez , 2022)

2.1.3.2 Perfiles tipo I

Los elementos soldados tipo I como lo indica (NOVACERO, 2023) son:

Vigas de alma llena, las cuales se obtuvieron mediante la unión de tres flejes de acero de alta resistencia estructural en un proceso continuo y automático de soldadura. El acero utilizado en estas vigas se desarrolla con la reducción de microaleantes, lo que mejora su comportamiento mecánico y logra una importante reducción en la densidad de acero desde una perspectiva estructural. La empresa utiliza el sistema de soldadura por arco sumergido (SAW), que garantiza una unión soldada de alta calidad y seguridad, cumpliendo con todas las normas establecidas. Estas vigas se fabrican bajo pedido y a medida, incluyendo los accesorios necesarios para adaptar a las especificaciones particulares de cada proyecto. (p. 16).

2.2 Estructuras metálicas

Actualmente el sistema más utilizado para estructuras tipo vivienda o edificio son las estructuras formadas por vigas tipo I y columnas de alma llena con perfiles tipo O; este tipo de vigas y columnas están compuestas por secciones compactas, elaborados por perfiles laminados en caliente o conformados por soldadura. En la figura 6 se ilustra este tipo de estructura.

Figura 6.

Vigas y columnas de alma llena con perfiles



Fuente: (Ramírez , 2022)

2.2.1 Cargas de diseño

2.2.1.1 Cargas Permanentes

Tal como se indica en la norma (NEC - SE - CG, 2015) “Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (p. 11).

2.2.1.2 Cargas Variables

Tal como se indica en la norma (NEC - SE - CG, 2015) “Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (p. 11).

2.2.1.3 Cargas de granizo

Según la norma (NEC - SE - CG, 2015) “Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, las cargas de granizo S, tal como se especifica en los siguientes párrafos”.

Para cubiertas con pendientes menores del 15%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m²; para cubiertas con pendientes menores del 5%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m² (NEC - SE - CG, 2015).

2.2.1.4 Cargas según el uso

Para el caso de viviendas la carga a aplicarse es de 200 kg/m² según lo indicado por la (NEC - SE - CG, 2015): en el caso de cubierta planas inaccesibles se tiene un valor de 70 kg/m²; en el caso de restaurantes y comedores se tiene un valor de 480 kg/m².

2.2.1.5 Cargas de instalaciones

La norma NEC - SE - CG, 2015 establece que “El diseñador buscará las informaciones ante el productor o distribuidor del producto considerado, y justificará las cargas usadas en los cálculos”.

2.2.1.6 Cargas de acabados y mamposterías

Para el caso de la mampostería se ha tomado los datos entregados en el estudio realizado por (Páez y Páez, 2018), es cual da un valor de entre 171,13 a 218,28 kg/m² para paredes hechas con bloque de entre 10 y 15 cm de ancho nominal, (p. 149).

2.3 Combinaciones de cargas

Toda edificación deberá ser diseñada para que la resistencia de diseño iguale o supere los efectos de las cargas mayoradas, en concordancia con las siguientes combinaciones:

- 1.4 D

- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr; S; R]$
- $1.2 D + 1.6 \max [Lr; S; R] + \max [L; 0.5 W]$
- $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max [Lr; S; R]$
- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $0.9 D + 1.0 E$

Donde:

D: Carga permanente (carga muerta)

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga (carga viva)

Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)

S: Carga de granizo

W: Carga de viento.

2.4 Diseño de elementos Estructurales

2.4.1 Método LRFD

El método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD conocido por sus siglas en inglés “Load and Resistance Factor Design” se basa en las nociones de estados límites y representa un estado en que edificación deja de cumplir la función para la cual fue pensada. El estado límite se puede clasificar en dos tipologías, los de resistencia y los de servicio (Guerra, 2015, p. 9).

2.4.2 Factores de resistencia del método LFRD

Los factores de resistencia ϕ , ayudan a disminuir la capacidad de los materiales, por vicios ocultos durante su fabricación o montaje. La resistencia nominal, será afectada por el factor ϕ , en la tabla 2 se indican los estados límites de resistencia para miembros de acero estructural (ALACERO, 2010).

Tabla 2.

Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.

Estado del elemento	Estado límite	Valor de coeficiente
Elementos traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90
	Rotura en el área neta	0.75
Elementos comprimidos	Pandeo flexional	0.90
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0.90
	Pandeo local	0.90
	Plastificación	0.90
Elementos flexionados	Pandeo lateral-torsional	0.90
	Pandeo local de ala	0.90
	Pandeo local de alma	0.90
Elementos sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90
	Pandeo de alma	0.90

Nota. Adaptado de libro de Crisafulli. Fuente: (Cevallos, 2017)

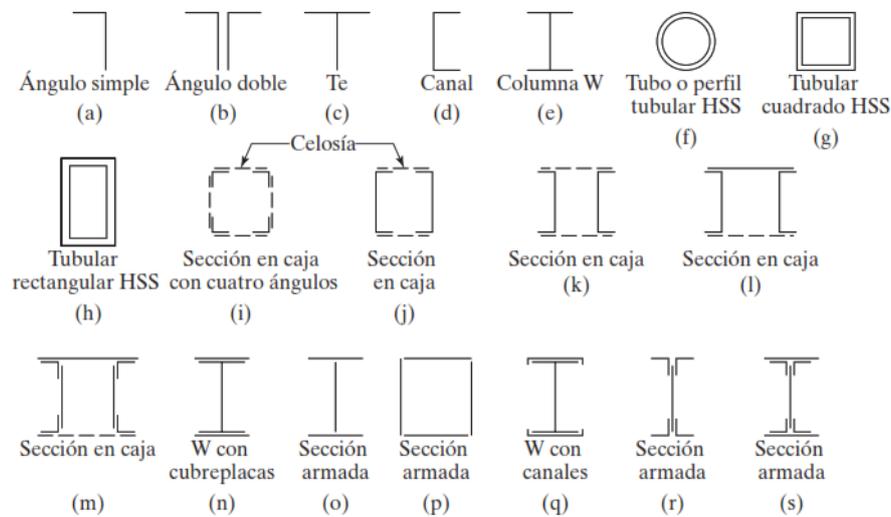
2.5 Diseño de Columnas

2.5.1 Perfiles usados en columnas

El miembro a compresión que mejor trabaja es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, esta propiedad está presente en secciones de tipo HSS (Hollow Structural Sections) es decir secciones estructurales huecas de forma circular, seguidos de las secciones tubulares cuadradas. (McCormac y Csernak, 2012).

Figura 7.

Tipos de miembros a compresión.



Fuente: (McCormac y Csernak, 2012)

Las secciones estructurales huecas están disponibles con resistencias a la fluencia de hasta 50 klb/plg² y pueden conseguirse con una resistencia aumentada a la corrosión atmosférica.

2.5.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño (P_d) del elemento columna puede determinarse como indica en la normativa AISC 360-2016 es la siguiente:

$$P_d = \phi_c * P_n \geq P_u = P_{req}$$

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Donde:

P_d : Resistencia de diseño a la compresión axial de la columna,

P_n : Resistencia nominal a la compresión axial de la columna

P_u : Carga axial a compresión de la columna

P_{req} : Resistencia requerida a la compresión axial de la columna

ϕ_c : Factor de resistencia a la compresión

Ag: Área transversal del elemento columna

Fcr: Esfuerzo crítico del elemento columna

La fuerza de pandeo debida flexión, Fcr, está determinada de la forma a continuación indicada:

a)

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] * F_y$$

b)

$$\frac{KL}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Donde:

L: Longitud de la columna.

KL: Longitud efectiva de la columna.

K: Factor de longitud efectiva.

Fe: Tensión de pandeo elástico

Pe: Carga de pandeo elástico por flexión de una columna.

E: Modulo de elasticidad del acero

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero

r: radio de giro

2.5.3 Longitud efectiva en las columnas.

En el texto de (Manrique, 2023), se indica que:

“El concepto de longitud efectiva permite al diseñador encontrar una columna articulada arriostrada equivalente de longitud KL que tenga la misma carga de pandeo que la columna real de longitud L . La magnitud de K depende del tipo de vinculación en los extremos del miembro axialmente cargado, y del arriostramiento lateral del marco donde se encuentra el miembro a compresión” (pp. 17,18).

Los pórticos resistentes a momentos testan compuestos por vigas y columnas de conexiones rígidas o semirrígidas, las conexiones entre una viga y una columna tienen la función de sujetar el alma de la viga a la columna y, como resultado, generan una restricción rotacional significativa. En la figura 8 se presentan los valores de K recomendados, los cuales se basan en el supuesto de que no es posible tener articulaciones y arriostramientos en la estructura.

Figura 8.

Valores aproximados del factor de longitud efectiva K .

		Traslación relativa restringida				Traslación relativa permitida			
		a)	b)	c)	d)	e)	f)	g)	h)
T	Ro	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre
	Tr	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre	Libre	Libre
B	Ro	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre
	Tr	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado
K_T		0.5	0.7	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0	Inestable
K		0.65	0.80	0.80	1.0	1.2	2.0	2.10	Inestable

Fuente: (Diseño simplificado en Acero estructural, 2023)

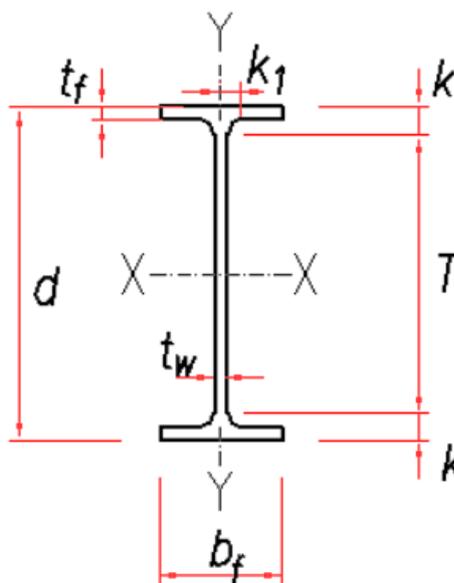
2.6 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales diseñados para soportar cargas transversales a lo largo de su eje longitudinal y transferirlas hacia los puntos de apoyo designados. Su función principal es resistir la flexión producida por estas cargas. Aunque su sollicitación principal es la flexión, en ciertas ocasiones pueden también soportar esfuerzos axiales limitados, corte o torsión, especialmente en estructuras como pórticos donde las cargas laterales pueden ser significativas. Las vigas son fundamentales en la construcción, ya que proporcionan la capacidad de soportar y distribuir las cargas a través de una estructura de manera eficiente y segura. (Manrique, 2023).

La nomenclatura de los perfiles I se utiliza para describir las dimensiones de la sección transversal, se indican en la figura 9 y serán utilizadas en adelante para especificar el diseño de vigas.

Figura 9.

Nomenclatura de la sección transversal



Fuente: (Bonilla y Tapia, 2010)

Donde:

d: peralte nominal de la viga

bf: ancho del patín

tf: espesor del patín

T: distancia libre entre patines del alma

tw: espesor del alma

k: distancia de la cara exterior del patín a la punta del filete en el alma (vigas laminadas en caliente) o a la punta de la soldadura (vigas armadas).

k1: radio del filete.

2.6.1 Resistencia a Flexión

Para el diseño a flexión se sigue el procedimiento de diseño para una viga tipo I sujeta a flexión, siguiendo la normatividad del AISC-2016, donde el requerimiento de resistencia a flexión mediante el método LRFD está dado en la ecuación siguiente.

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u : momento de última resistencia

M_n : Momento nominal

ϕ : factor de reducción en flexión

2.6.2 Resistencia a corte

Para el diseño de los elementos se sigue el procedimiento de cálculo para una viga tipo I sujeta a flexión, siguiendo la normatividad del AISC-2016, donde el requisito de resistencia a cortante (LRFD) se refiere a la siguiente ecuación.

$$Vu \leq \phi Vn$$

Donde:

Vu : cortante ultimo de resistencia

Vn : cortante nominal

ϕ : factor de reducción en corte

2.6.3 Capacidad resistente a flexión de secciones compactas doblemente simétricas

La resistencia nominal de flexión, Mn , se calcula seleccionando el valor más bajo entre los límites de fluencia del miembro, es decir, entre el momento plástico y el pandeo lateral-torsional.

Para determinar el comportamiento del miembro a flexión, es necesario determinar el rango de longitud inelástica (Lb) del miembro. (Manrique, 2023).

Cuando $Lb \leq Lp$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica, entonces:

$$Mn = Mp = Fy * Zx$$

Donde:

Mp : momento plástico

Fy : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

Zx : Módulo de sección plástico en torno al eje x

Lb : Longitud libre sin arriostrar de la viga.

Las longitudes límites Lp y Lr se determinan a continuación:

$$Lp = 1.76r_y * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del acero

L_p : longitud límite para pandeo lateral torsional elástico.

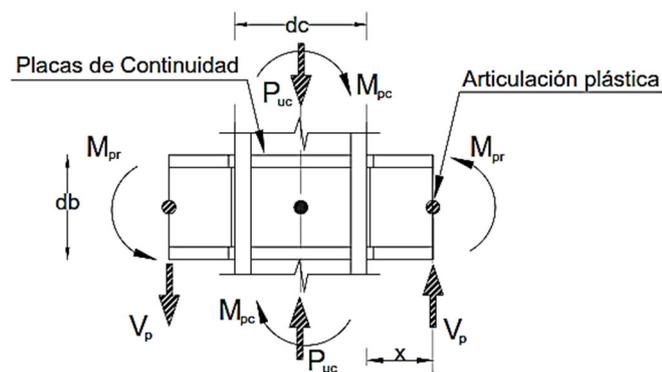
2.6.4 Criterio sismorresistente de Columna fuerte viga débil

El criterio de columna fuerte - viga débil es un enfoque de diseño estructural que busca crear un sistema donde las columnas sean generalmente más fuertes que las vigas. El objetivo principal de este criterio es inducir el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en diferentes niveles de la estructura durante un sismo de diseño.

Al hacer que las columnas sean más resistentes que las vigas, se logra que las vigas sean los elementos más susceptibles a la deformación plástica durante un evento sísmico. Esto implica que las vigas absorberán una mayor cantidad de energía, permitiendo así una alta capacidad de disipación de energía en el sistema estructural

Figura 10.

*Determinación de M^*_{pv} para el caso de una columna interior de un PEM*



Fuente: (NEC - SE - AC, 2015)

La relación que debe satisfacerse en la conexión viga – columna es la siguiente:

$$\frac{\sum M'_{pc}}{\sum M'_{pv}} \geq 1$$

Donde:

M'_{pc} : La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

M'_{pv} : La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

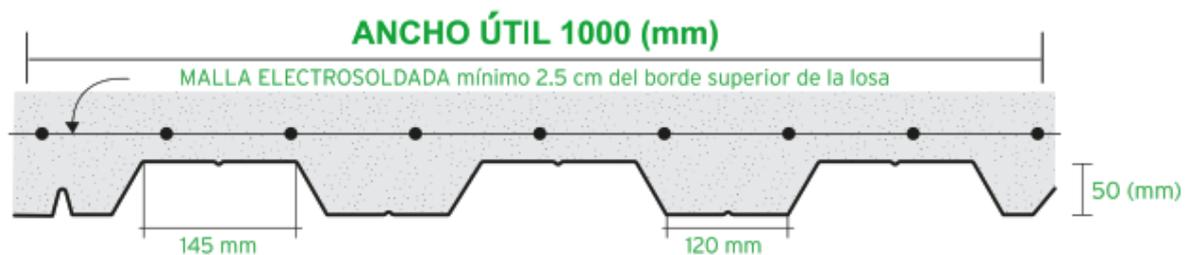
2.7 Diseño de placa colaborante

El diseño de la placa colaborante se realiza siguiendo los lineamientos del manual de diseño de la empresa (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023) para placas colaborantes en base las normativas de la ASCE-7 y ACI-318.

El esquema utilizado corresponde al detalle constructivo de la placa colaborante o chapa metálica, del catálogo de Kubiec indicado en la Figura 11, de aquí se extrae la configuración geométrica.

Figura 11.

Detalle de losa deck



Fuente: (Placa Colaborante Kubilosa, 2023)

2.7.1 Determinación de la deflexión de la plancha colaborante Acero-Deck actuando como encofrado

La deformación admisible en el estado no compuesto, es decir, cuando la plancha de acero actúa únicamente como encofrado y aún no está trabajando en conjunto con el concreto, se establece en un rango específico. Esta deformación no debe ser mayor que la luz libre de la losa entre 180 o 190 cm, dependiendo de la normativa o criterios de diseño aplicados. (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023, p. 1).

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} * 100}{180}$$

Donde:

δ_{adm} : Deflexión admisible

L_{sd} : Luz libre de la losa

Para el cálculo de la deflexión se utiliza la siguiente ecuación acorde a la condición de apoyo, en este caso de 3 o más tramos como se ejemplifica en la figura 12.

Figura 12.

Condiciones de apoyo de la losa deck



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023, p. 1).

$$\delta_{calc} = \frac{(0.0069 * Wd_{sd} * (L_{sd}L_{sd} * 100)^4)}{(E_s * I_{sd} * b)}$$

Donde:

δ_{cal} : Deflexión calculada

W_{sd} : Carga muerta por unidad de longitud

L_{sd} : Luz libre de la losa (m)

E_s : Módulo de elasticidad del acero

I_{sd} : Inercia

b: Ancho de análisis (m).

Por último, hay que confirmar el cumplimiento de la siguiente condición

$$\delta_{calc} < \delta_{adm}$$

Donde:

δ_{cal} : Deflexión calculada

δ_{adm} : Deflexión admisible

2.7.2 Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-Deck

Para determinar el estado de momento último de resistencia a la flexión, se tiene dos condiciones. La primera condición se da cuando se utiliza paneles cooperativos sub-reforzados, y su capacidad portante será crítica. La segunda condición se da cuando se trabaja con una placa colaborante sobre-reforzada, su momento dependerá de la capacidad del hormigón para resistir las acciones anteriores, por lo que antes de definir las condiciones de la placa (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

$$\rho_b = \frac{(0.85 * \beta_1 * f'c)}{f_y} * \frac{(0.003 * (t - hr))}{((0.003 + f_y * E_s) * d)} * 100$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_{s_d} * b * d}{b * d}$$

Donde:

Pb: cuantía balanceada.

ρ_{cal} : cuantía calculada.

Mn: momento nominal.

ϕ : coeficiente de reducción de momento para una falla sub reforzada.

a: profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente de ancho b

b: ancho unitario de análisis.

A_{s_d} : área de acero neta de la plancha por unidad de ancho.

t: Espesor total de la losa

hr: Distante entre el valle y la cresta del deck

β_1 : Valor de 0.85 para concretos con $f'c$ menor a 280 kg/cm².

Si, la cuantía calculada es menor que la cuantía balanceada, se concluye que la placa es una losa compuesta sub-reforzada, con ello se procede a la comprobación del estado de momento ultimo de resistencia a la flexión (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

$$M_n = A_{s_d} * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_{s_d} * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Donde:

M_n : momento nominal.

ϕ : coeficiente de reducción de momento para una falla sub reforzada.

a : profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente de ancho b

b : ancho unitario de análisis.

A_{ssd} : área de acero neta de la plancha por unidad de ancho.

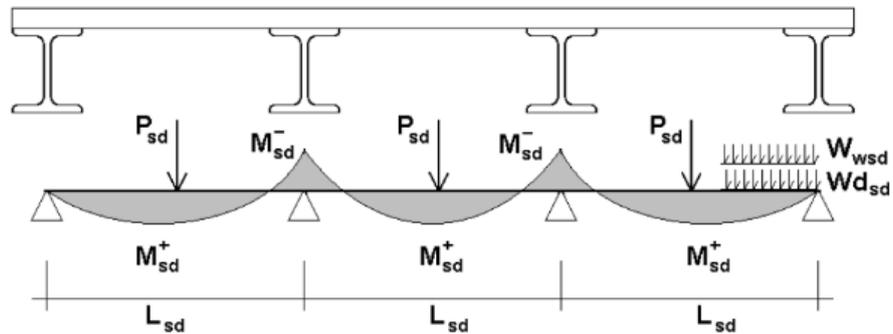
Durante el vaciado del concreto, la plancha Acero-Deck debe ser capaz de resistir los esfuerzos generados en su sección. Estos esfuerzos surgen debido a las cargas permanentes, que incluyen el peso propio de la plancha y el peso del concreto fresco, así como las cargas transitorias que resultan de los trabajos de vaciado del concreto.

Es importante que la plancha pueda soportar estos esfuerzos sin exceder el 60% del esfuerzo a la fluencia de la plancha, que en este caso es de 3.025 kgf/cm². Esto significa que los esfuerzos de compresión y tracción en la plancha durante el vaciado del concreto no deben superar este límite de resistencia.

La figura 13 indica los esfuerzos que se producen debido a estas cargas, para determinarlos, se halla primero los momentos que se generan a lo largo de la plancha, donde se generaran momentos positivos en el centro de luz, y negativos en los apoyos intermedios sobre las viguetas (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

Figura 13.

Momentos existentes en una losa deck con 3 o mas tramos



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023, p. 4).

$$M_{sd+} = 0.20 * P_{sd} * l_{sd} + 0.094 * W_{D sd} * l_{sd}^2$$

$$M_{sd+} = 0.096 * (W_{D sd} + W_{w sd}) * l_{sd}^2$$

$$M_{sd-} = 0.117 * (W_{D sd} + W_{w sd}) * l_{sd}^2$$

Donde:

“ M_{sd+} ” es el momento positivo en la losa colaborante en Kg-m.

“ M_{sd-} ” es el momento negativo en la losa colaborante en kg-m.

“ P ” es los esfuerzos en la losa colaborante en kg/cm².

“ $S_{n sd}$ ” es el módulo de sección inferior en la losa colaborante Steel Deck en cm³/m.

2.7.3 Esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto

Cuando se realiza el vaciado del concreto, la plancha Acero-Deck debe ser capaz de resistir los esfuerzos generados en su sección. Durante este proceso, se producen esfuerzos tanto de compresión como de tracción en la plancha debido a diferentes factores:

Cargas permanentes: Estos esfuerzos son causados por el peso propio de la plancha y el peso del concreto fresco que se está vaciando sobre ella.

Cargas transitorias: Además de las cargas permanentes, también se generan esfuerzos adicionales debido a las cargas propias de los trabajos de vaciado del concreto.

(Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

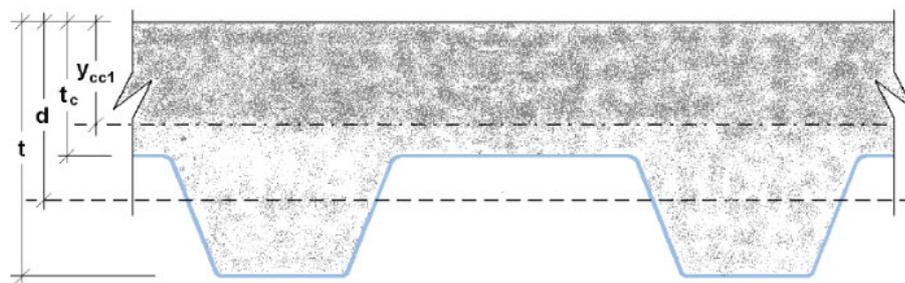
Para evaluar las cargas que se originan durante el montaje (cargas transitorias) en la plancha Acero-Deck durante el proceso de vaciado del concreto, se considerarán dos posibles condiciones de carga:

1. Carga puntual: Se aplicará una carga puntual P_{sd} de 225 kgf en el centro de luz de la plancha. Esta carga representa una fuerza concentrada en un solo punto, simulando una situación donde se aplica una carga en el centro de la losa.

2. Carga distribuida: Se aplicará una carga distribuida W_{wsd} de 100 kgf/m a lo largo de la longitud de la plancha. (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

Figura 14.

Sección transformada fisurada



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023, p. 6).

Las ecuaciones utilizadas son las siguientes en el manual son las siguientes:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$y_{cc1} = d * \left(\sqrt{2 * \rho_{cal} * n + (\rho_{cal} * n)^2} - \rho_{cal} * n \right)$$

$$y_{cs} = d - y_{cc1}$$

$$I_c = \frac{b * y_{cc1}^3}{3} + n * A_{ssd} * y_{cs}^2 + n * I_{sd}$$

Donde:

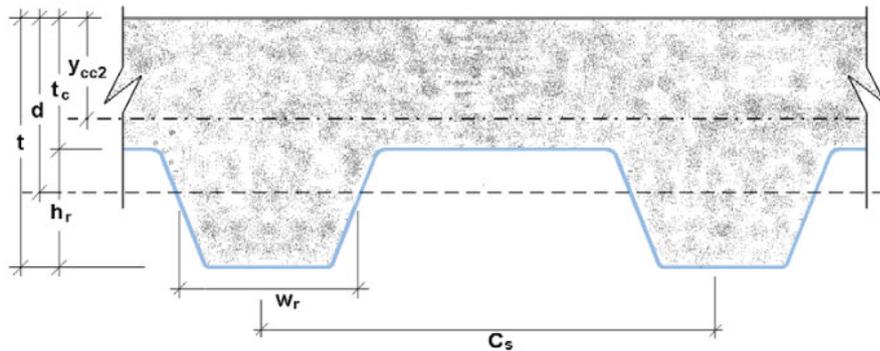
n: relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto.

I_{sd}: momento de inercia de la losa colaborante en cm⁴.

I_c: momento de inercia de la sección transformada fisurada en cm⁴.

Figura 15.

Sección transformada no fisurada



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023, p. 7).

$$y_{cc2} = \frac{0.50 * b * t^2 + n * A_{ssd} * d - \frac{(C_s - W_r) * b * h_r}{C_s} * (t - 0.50 * h_r)}{b * t + n * A_{ssd} - \frac{b}{C_s} * h_r * (C_s - W_r)}$$

$$I_u = \frac{b * t^3}{12} + b * t * (y_{cc2} - 0.50 * t)^2 + n * I_{sd} + n * A_{ssd} * y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} * \left[W_r * h_r * \left(\frac{h_r^2}{12} + (t - y_{cc2} - 0.50 * h_r)^2 \right) \right]$$

Donde:

“W_r” es el ancho medio del valle del perfil colaborante en cm.

“C_s” es el espacio entre ejes de valles contiguos en cm.

“I_u” es el momento de inercia en la sección transformada no fisurada en cm⁴.

La verificación de la condición de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto, procedemos a calcular los momentos positivos simplemente apoyados por carga muerta y carga viva en estado de servicio.

$$y_{prom} = \frac{y_{cc1} + y_{cc2}}{2}$$

$$S_{ic} = \frac{\frac{I_u + I_c}{2}}{t - y_{prom}}$$

$$M_{Dsd} = \frac{W_{Dsd} * l_{sd}^2}{8}$$

$$\frac{M_{Lsd} + M_{Dsd}}{S_{ic}} * n * 100 \leq 0.60 * f_y$$

Donde:

M_{Lsd}: momento producido en la losa por las cargas vivas

M_{Dsd}: momento producido en la losa por las cargas muertas

S_{ic}: módulo de sección inferior del sistema compuesto.

2.7.4 Diseño por cortante de la losa colaborante Steel Deck

Según el código ACI-318, si una viga no tiene refuerzo de acero adicional por corte, la resistencia al corte se basa en un refuerzo de corte promedio en toda la sección transversal efectiva se mostrará únicamente por el alma de concreto. En este caso, la resistencia al corte proporcionada por el concreto, denotada como V_c, se considera igual tanto para vigas con

refuerzo por corte como para las que no lo tienen. V_c se define como el corte que provoca un "agrietamiento inclinado significativo" en la viga. (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023).

Cuando no se incorpora refuerzo de acero adicional por corte en sistemas de losas, se asume que la capacidad de resistir el corte recae exclusivamente en la losa de concreto, y no se considera la contribución del refuerzo de plancha de acero en la resistencia al corte. (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023)

Así, se considera que el cortante nominal o capacidad de tomar el cortante por parte del sistema es:

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_c$$
$$\phi V_n = 0.85 * V_n$$
$$V_u = \frac{W D_{sd} * l_{sd}}{2} + \frac{W L_{sd} * l_{sd}}{2}$$
$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde

A_c : Área contribuyente para resistir cortante en cm^2 .

V_u : Cortante último en kg.

V_n : Cortante nominal en kg.

ϕ : Coeficiente de reducción por cortante según ACI-318.

2.8 Diseño sismorresistente

Toda estructura debe ser diseñada para soportar las cargas que se generan durante un evento sísmico y que se expresan como fuerzas laterales. La (NEC - SE - DS , 2015), agrega los razonamientos que permiten diseñar edificaciones que toman en cuenta las cargas laterales estáticas equivalentes.

Todos los elementos o factores que intervienen como: zona sísmica, perfil del suelo, coeficiente de importancia, coeficientes de configuración en planta y elevación, factores de reducción de resistencia sísmica, período de vibración, espectro de diseño, carga sísmica reactiva, cortante basal de diseño y derivas de piso, para el análisis estructural de la edificación se ha toma de la (NEC - SE - DS , 2015), todo suponiendo un diseño en el que la estructura principal de la edificación estará compuesta por pórticos especiales resistentes.

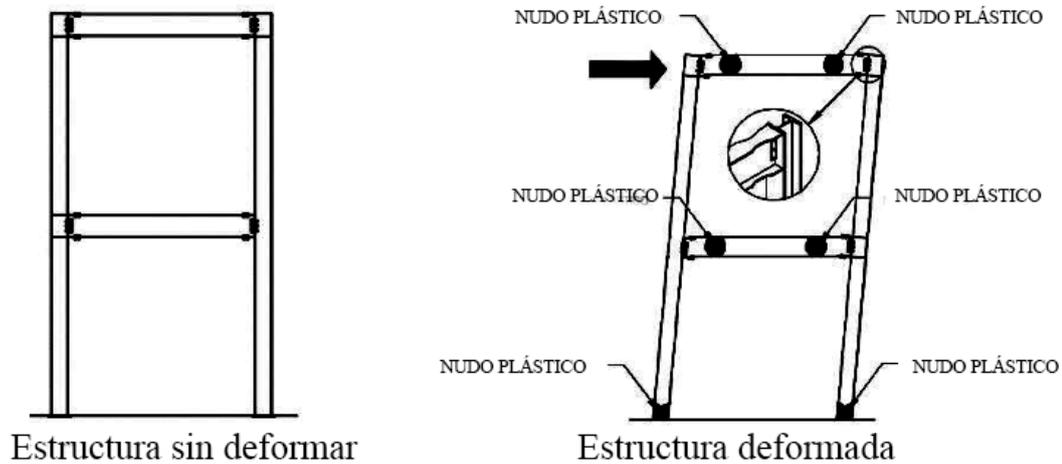
2.8.1 Pórticos Resistentes a Momento

En un pórtico resistente a un momento, las conexiones entre las vigas y las columnas se realizan utilizando conexiones rígidas. La capacidad de resistir las cargas laterales se logra principalmente mediante la flexión y el cortante en las vigas y columnas, es decir, a través de la acción de pórtico.

La ductilidad, que es la capacidad de la estructura para deformarse plásticamente y absorber energía antes de fallar, proviene principalmente de la formación de nudos plásticos en las vigas. Estos nudos plásticos son áreas de la estructura donde se producen deformaciones plásticas significativas durante eventos sísmicos o cargas laterales intensas. (MIDUVI, 2016)

Figura 16.

Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas



Fuente: (Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, 2016)

La Figura 16 muestra un pórtico de momento sujeto a cargas sísmicas, se puede observar que la carga lateral está formando nudos plásticos en las vigas, mientras que las columnas continúan elásticas., las conexiones son lo suficientemente resistentes, evitando que la capacidad estructural no se ve afectada considerablemente. (MIDUVI, 2016)

2.8.2 Factor de importancia y uso de la estructura

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I. según la (NEC - SE - DS , 2015) “la intención del factor I es aumentar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de uso o de importancia deben permanecer operativas o sufrir mínimos daños durante y después de que ocurra del sismo de diseño” (p. 39).

Tabla 3.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Estructuras que no puedan detener su operación después de un evento sísmico tales como hospitales e instalaciones militares o policiales	1.50
Estructuras de ocupación especial	Todas las estructuras que sean requeridas como albergues o puedan tener una ocupación de más de cinco mil personas.	1.30
Otras estructuras	Toda estructura de edificación que no clasifica dentro de las categorías anteriores.	1.00

Nota. Adaptado de la NEC-SD-DS. Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

Según la (NEC - SE - DS) “Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es”:

- Evitar daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes
- Evitar daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes.
- Prevenir el colapso ante terremotos severos proponiendo salvaguardar la vida de sus ocupantes.

2.8.3 Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico

En edificaciones de uso normal, se utiliza el valor de Z , el cual indica la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la tabla 4 indica este valor en función de la zona y su caracterización sísmica según lo indicado por la (NEC - SE - DS , 2015).

Tabla 4.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica dada por la NEC-15

Zona sísmica	Valor factor Z	Caracterización del peligro sísmico
I	0.15	Intermedia
II	0.25	Alta
III	0.3	Alta
IV	0.35	Alta
V	0.4	Alta
VI	0.5	Muy alta

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

2.8.4 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Según la (NEC - SE - DS , 2015) “Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 5” (p. 27).

Tabla 5.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	

	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

2.8.5 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

La tabla 6 muestra los coeficientes de perfil de suelo de acuerdo a cada zona sísmica, estos coeficientes son: F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período 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

Tabla 6.

Coeficientes del perfil del suelo

Zona sísmica	Factor z	I	II	III	IV	V	VI
	Suelo	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
F_a	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	0.85
F_d	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_s	A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
	D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
	E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

2.8.6 Factor de reducción de resistencia sísmica

El factor R admite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es lícito siempre que las edificaciones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla predecible y con apropiada ductilidad, donde el daño se agrupe en sitios esencialmente detallados para funcionar como rótulas plásticas (NEC - SE - DS , 2015).

La Tabla 7 indica los valores de R para los sistemas estructurales dúctiles.

Tabla 7.

Valores del factor de reducción de resistencia sísmica

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

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

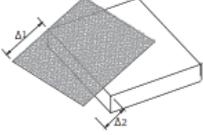
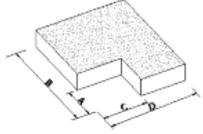
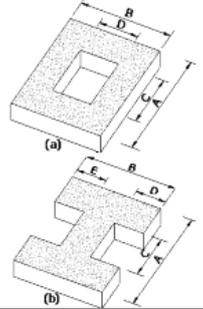
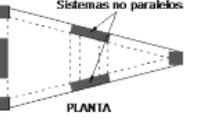
2.8.7 Factores de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural como lo indica la norma (NEC - SE - DS , 2015) “castigan al diseño de estructuras irregulares en planta y elevación, ya que la existencia de irregularidades comúnmente causa un comportamiento deficiente en las edificaciones ante un evento sísmico” (p. 48).

Las figuras 17 y 18 indican los coeficientes que se ha de tomar en caso de presentar algún tipo de irregularidad, se debe recordar que los coeficientes de configuración estructural aumentan fuerza cortante de diseño para proporcionar una mayor resistencia a la estructura, pero no son suficientes para evitar un posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por lo tanto, es recomendable reducir al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas para mejorar la capacidad sísmica y asegurar una mayor seguridad y estabilidad estructural.

Figura 17.

Coefficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015).

El coeficiente regularidad en planta Φ_P se estimará a partir del análisis de las tipologías de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura utilizando la siguiente ecuación:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Dónde

Φ_P : Coeficiente de regularidad en planta

$\emptyset PA$: Mínimo valor $\emptyset Pi$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

$\emptyset PB$: Mínimo valor $\emptyset Pi$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\emptyset Pi$: Coeficiente de configuración en planta.

El coeficiente de regularidad en elevación $\emptyset E$ se evaluará a partir del análisis de las particularidades de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, se manejará la expresión:

$$\emptyset E = \emptyset EA \times \emptyset EB$$

Dónde:

$\emptyset E$: Coeficiente de regularidad en elevación

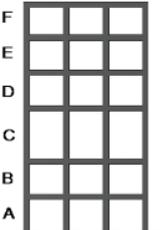
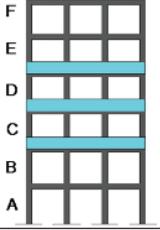
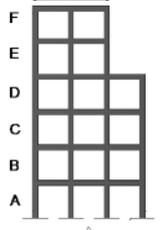
$\emptyset EA$: Mínimo valor $\emptyset Ei$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset Ei$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\emptyset EB$: Mínimo valor $\emptyset Ei$ de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; $\emptyset Ei$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\emptyset Ei$: Coeficiente de configuración en elevación

Figura 18.

Coefficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_i=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_i=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_i=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

2.8.8 Cortante basal de diseño

El cortante basal total de diseño V se calcula según lo indicado en la (NEC - SE - DS , 2015), a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección explícita, se establecerá conforme a las siguientes expresiones:

$$V: \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi P * \phi E} * W$$

Dónde

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración

ϕP y ϕE Coeficientes de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

V: Cortante basal total de diseño

W: Carga sísmica reactiva

Ta: Período de vibración

El valor del periodo fundamental de vibración T siguiendo el método 1 puede establecerse de modo aproximado mediante la expresión:

$$T: C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

Hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Período de vibración.

Tabla 8.

Coeficientes para determinar T

Tipo de estructuras	Ct	α
Pórticos de hormigón sin muros ni diagonales	0.055	0.9
Pórticos de hormigón con muros o diagonales	0.055	0.75
Estructuras de acero sin arriostramiento	0.072	0.8
Estructuras de acero con arriostramiento	0.073	0.75

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

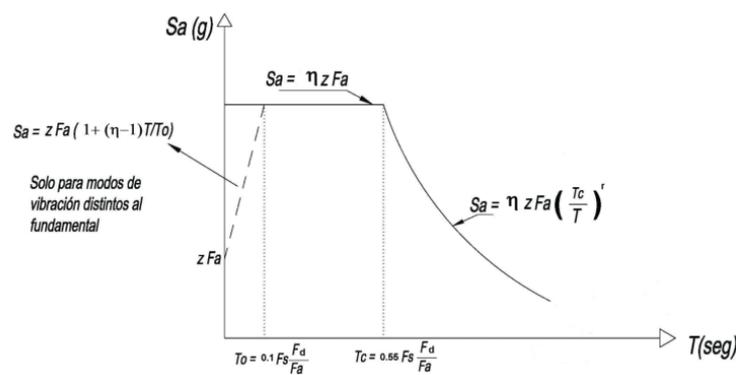
2.8.9 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), indicado como fracción de la aceleración de la gravedad (g), para el nivel del sismo de diseño, se muestra en la Figura 19, de acuerdo con:

- el factor de zona sísmica Z ,
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 19.

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T: 0.1$ s) y el Peak Ground Acceleration (PGA) o aceleración sísmica máxima en el terreno para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

g: Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

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

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

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

2.8.10 Límites permisibles de las derivas de los pisos

Según la (NEC - SE - DS) “La deriva máxima para cualquier piso no sobrepasará los límites de deriva inelástica establecidos a continuación, en la cual la deriva máxima se formula como un porcentaje de la altura de piso”. (2015)

Tabla 9.

Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC - SE - DS , 2015)

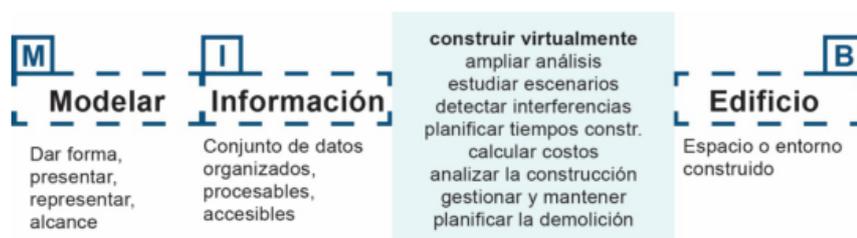
2.9 Definición de BIM

Building Information Modeling (BIM) se traduce más adecuadamente como "Modelado de Información para la Construcción". Es un proceso de gestión de datos para un edificio a lo largo de su ciclo de vida mediante el uso de un software dinámico de modelado tridimensional en tiempo real. Este modelo incluye la geometría del edificio, las relaciones espaciales, la información geográfica y también las cantidades y propiedades de sus componentes.

El objetivo de este modelo es reducir la pérdida de tiempo y recursos durante el proceso de diseño y construcción. BIM permite una mayor coordinación y colaboración entre los diferentes actores involucrados en el proyecto, lo que mejora la eficiencia, calidad y comunicación en todas las etapas del proceso constructivo. Al contar con un modelo digital detallado y actualizado, los profesionales pueden tomar decisiones informadas y prevenir problemas potenciales antes de que ocurran, lo que resulta en una mejora general en la entrega de proyectos de construcción. (AUTODESK, 2018).

Figura 20.

Significado de las siglas BIM



Fuente: (Charpentier y Santander, 2020).

El BIM Handbook define al BIM como el modelado tecnológico y el conjunto de técnicas que producen, comunican, y analizan el modelo de una construcción caracterizado por componentes del edificio figurado por elementos paramétricos.

2.10 Aplicación del BIM en el Ecuador.

A nivel mundial, la industria de la construcción está utilizando ampliamente el Building Information Modeling (BIM) para mejorar la gestión de la información. Diversos países en América Latina y en todo el mundo han comenzado a implementar BIM en sus instituciones estatales, aprovechando el poder adquisitivo del sector público como motor de impulso para esta tecnología.

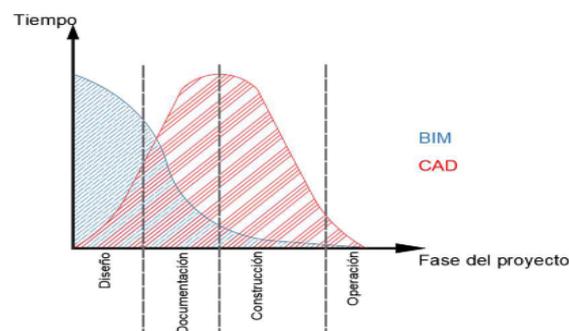
En Ecuador, actualmente no existen códigos o normas oficiales que respalden o guíen el uso de la Metodología BIM (Building Information Modeling). Esta metodología BIM se emplea principalmente en el ámbito de empresas privadas, y no se han establecido políticas de estado para la gestión e implementación de soluciones BIM a nivel nacional.

2.11 BIM en el diseño y la planificación

Esta metodología (BIM) se dirige y favorece a todos los departamentos de planificación urbana, incluyendo arquitectura, ingeniería, construcción e infraestructura. Además, es de gran utilidad para propietarios, promotores, constructores, técnicos de diseño, evaluadores, fabricantes e instituciones públicas, etc.

Figura 21

Tiempo usado en el desarrollo de un proyecto BIM



Fuente: (Quisiguiña y Buñay, 2021)

La correcta utilización de esta metodología (BIM) aporta una mejora radical en la calidad del proyecto, tanto en las propiedades técnicas como sociales. Permite un desarrollo más observado y factible, lo que reduce el riesgo y mejora la comunicación entre los diferentes actores involucrados en el proceso constructivo. Esto resulta en una reducción de actividades necesarias y beneficios a todas las partes interesadas.

2.12 Normas y códigos de Aplicación

2.12.1 Códigos y Guías en Latinoamérica

Al no existir normativa local para la aplicación de la metodología, se ha propuesto el uso de guías existentes para países vecinos entre las cuales se encuentran:

2.12.1.1 Guía Nacional BIM

Esta es una guía para la gestión de la información para inversiones desarrolladas con BIM, impulsada por el ministro de Economía y Finanzas de la república del Perú en cuyo texto indica “La Guía Nacional BIM es un documento de orientación, el cual ha sido elaborado con el objetivo de describir la aplicación del Entorno de Datos Comunes o CDE (en inglés, Common Data Environment) como pieza fundamental del proceso de gestión de la información en las inversiones desarrolladas aplicando BIM. Sus principales documentos de referencia son las NTP-ISO 19650-1:2021 y NTP-ISO 19650-2:2021, los cuales han sido adaptados al contexto nacional y articulado al Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones”. (Ministro de Economía y Finanzas República del Perú, 2021)

2.12.2 Norma para la implementación BIM de la ISO Internacional Organization for

Standardization

La normativa internación a través de la (ISO) Internacional Organization for Standardization son las siguientes:

2.12.2.1 ISO/TS 12911:2012 “Framework for building information modelling (BIM) guidance”.

Se concibe como una pauta para la ejecución de la metodología BIM en cualquier proyecto que se esté elaborando, su propósito es tener la administración de la construcción durante todo el ciclo de vida de un proyecto.

2.12.2.2 ISO 16757-1:2015 “Data structures for electronic product catalogues for building services. Part 1: Concepts, architecture and model”

Desarrolla el concepto de estructura de datos mediante la creación de catálogos de productos electrónicos.

2.12.2.3 ISO 12006- 2:2015 “Building construction. Organization of information about construction works. Part 2: Framework for clasification”

Se encargar de definir el sistema de codificación ambiental de la estructura, contempla todas las fases de un proyecto de construcción incluyendo el derrocamiento.

2.12.2.4 ISO 21006-3:2007 “Building construction. Organization of information about construction works. Part 3 Framework for object-oriented information”

Un modelo de información de lenguaje independiente es una estructura que permite la manipulación de todos los componentes relacionados con BIM (como la clasificación de sistemas, información de modelos de objetos y modelos de procesos) en un único marco de trabajo.

2.12.2.5 ISO 16354:2013 Guidelines for knowledge libraries and object libraries”

Se encargar de clasificar las bibliotecas de conocimiento, las bibliotecas de objetos, y también dicta recomendaciones para su creación.

2.12.2.6 ISO 22263:2008 “Organization of information about construction works.

Framework for management of project information”

Desarrolla un marco de referencia para la organización de la información del proyecto. Su función es facilitar la maniobrabilidad de la información a lo largo de la vida útil del proyecto.

2.12.2.7 ISO 29481-1:2016 “Building information models. Information delivery manual.

Part 1: Methodology and format”

Ofrece mayores facilidades durante la interoperabilidad entre distintos softwares usados en todas las fases del ciclo de vida del proyecto.

2.12.2.8 ISO 29481-2:2012 “Building information models. Information delivery manual.

Part 2: Interaction framework.

Regulariza la interacción entre los autores, asignando sus encargos en las diferentes fases a lo largo del ciclo de vida del proyecto.

2.12.3 Guía básica BIM Para funcionarios Públicos

Esta guía se genera con el propósito de promover la comprensión sobre la implementación de la metodología BIM en el ámbito público. En ella, se expone qué es el BIM, se establecen los pasos mínimos para su ejecución en una institución pública y se dan instrumentos para que los funcionarios públicos la incluyan a sus instituciones (Soto y Manríquez, 2023).

2.13 Estándares del BIM

2.13.1 Usos de BIM

Los Usos BIM son enfoques de implementación de BIM que se fortalecen mediante procesos que pueden ser identificados, direccionados y vinculados a cada etapa del ciclo de inversión, con el propósito de lograr uno o varios específicos.

A continuación, se presentan los veintiocho (28) Usos BIM según el Ministro de Economía y Finanzas República del Perú:

Tabla 10.

Aplicaciones de la metodología BIM

Ítem	Uso
1	Levantamiento de condiciones existentes
2	Análisis del entorno físico
3	Diseño de especialidades
4	Elaboración de documentación
5	Visualización 3D
6	Coordinación de la información
7	Análisis del programa arquitectónico
8	Estimación de cantidades y costos
9	Revisión del diseño
10	Análisis estructural
11	Análisis lumínico
12	Análisis energético de las instalaciones
13	Análisis de constructibilidad
14	Análisis de otras ingenierías
15	Evaluación de sostenibilidad
16	Supervisión del Modelo de Información
17	Detección de interferencias e incompatibilidades
18	Planificación de la fase de ejecución
19	Diseño de sistemas constructivos para la ejecución
20	Fabricación digital
21	Planificación de obras preliminares y provisionales
22	Control de equipos para montajes
23	Modelo de Información As-built
24	Gestión de activos
25	Programación de operación y mantenimiento

26	Análisis de los sistemas del activo
27	Gestión y seguimiento del espacio del activo
28	Planificación y prevención de desastres

Fuente: (Ministro de Economía y Finanzas República del Perú, 2021)

2.13.2 Niveles de Información

2.13.2.1 LOIN

Los niveles de información necesarios (LOIN) por sus siglas en inglés, (Level of Information Need) indican el grado de información requerida para satisfacer los objetivos de una inversión realizada a un proyecto que trabaje bajo metodología BIM (Ministro de Economía y Finanzas República del Perú, 2021).

Figura 22

Nivel de información necesaria



Fuente: (Ministro de Economía y Finanzas República del Perú, 2021)

Los LOIN requieren definir el Nivel de Información Gráfica, a través del Nivel de Detalle (LOD) y el Nivel de Información no Gráfica a través del Nivel de Información (LOI). Ambos, LOD y LOI,

2.13.2.2 LOI

El nivel de información (LOI), hace referencia al contenido no gráfico del modelo en cada etapa. Los niveles de información (Levels of Information, LOI) se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 11.

Niveles de información

Nivel de información	Características
LOI 2 y 3	El componente modelado suministra una representación inicial para una entrega hacia el diseño.
LOI 4	El componente modelado suministra información suficiente para admitir la selección del producto de fabricante que cumpla con sus exigencias. Esta información también puede ser manejada para substituir un componente durante el ciclo de vida del proyecto, una vez edificado.
LOI 5	El componente modelado suministra la información definida del producto de fabricante elegido o lo construido y entregado. Cualquier información agregada oportuna durante el proceso de obra es ajustada dentro de este nivel.
LOI 6	El componente modelado proporciona la información acumulada de los niveles anteriores y además contempla información detallada del mantenimiento realizado.

Fuente: (Trejo, 2018)

2.13.2.3 LOD

El nivel de detalle (LOD) es la descripción gráfica de los modelos en cada etapa y se envuelve en el elemento del modelo.

Tabla 12.

Niveles de detalle

Nivel de detalle	Características
LOD 1	Conceptualización y casi ninguna geometría.
LOD 2	Los elementos modelados brindan una indicación visual de los elementos en la fase de concepto e identifican los requisitos clave, como el acceso o las áreas despejadas para el mantenimiento futuro. Esta información es suficiente para la coordinación espacial inicial de componentes o sistemas.
LOD 3	Los elementos modelados generan una representación visual de los elementos en la etapa de definición técnica para su completa coordinación espacial.
LOD 4	Los elementos modelados generan una representación visual de los elementos para la fase de diseño con una coordinación espacial completa.
LOD 5	Los elementos modelados generan una representación visual de los elementos del proyecto construido y generan una referencia para su posterior uso y mantenimiento.

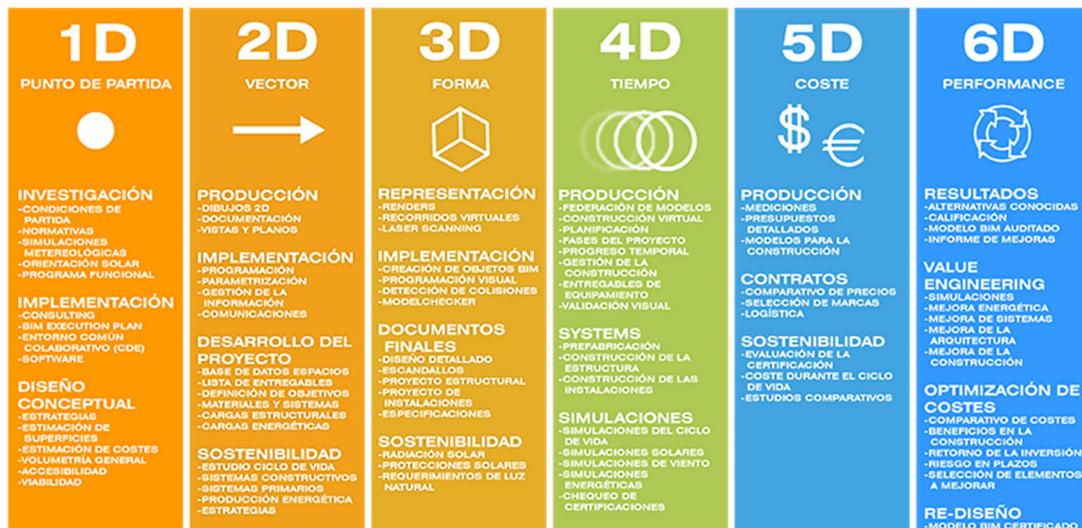
Fuente: (Trejo, 2018)

2.13.3 Dimensiones BIM

Dimensión es un término usado para la representación de un objeto físico en BIM, por lo tanto, la dimensión es usada metafóricamente para indicar las capacidades de procesamiento de información. (Naranjo, 2021)

Figura 23

Dimensiones BIM



Fuente: (Ramírez , 2022)

1D: Esta es la idea general del proyecto, se realiza la investigación, luego se realiza la realización, se crea el concepto de diseño, se calculan los volúmenes, superficies y costos y se desarrolla el plan de ejecución.

2D: Se ejecutan los planos en dimensión 2D precisando el ciclo de vida del proyecto.

3D: Se efectúa un modelado en 3D colaborativo con todas las especialidades, en donde consentirá recolectar datos del proyecto y reducir correcciones.

4D: Se integra el tiempo, de este modo se agrega al modelo el control en el tiempo de las dinámicas de la ejecución del proyecto de infraestructura.

5D: Al precisar la trazabilidad en tiempo, se limitan las cantidades y los gastos que ejecutarán.

6D: En este período se puede representar el comportamiento de todos los sistemas de energía y gestión de recursos, ayuda a tomar decisiones antes de iniciar la construcción. (Naranjo, 2021)

2.13.4 Modelo paramétrico

Un modelo paramétrico es una representación digital de un objeto que incluye reglas, características y definiciones que fundamentan cómo se interrelacionan los elementos componentes del modelo en el espacio virtual.

2.14 Planificación y Control de proyectos BIM

2.14.1 Ciclo de vida del proyecto

Este es el estudio de todas las etapas de un proyecto, desde la definición inicial de criterios de diseño que abarcan el alcance del proyecto (comenzando desde la primera reunión con el cliente) hasta la conclusión del proyecto, que suele ser la demolición de la edificación y la gestión de sus residuos. Entre el inicio y el final del proyecto, se encuentran diversas fases que dan sentido al ciclo de vida y al proyecto en sí. Estas fases pueden variar según el tipo de proyecto, pero se pueden identificar una serie de fases comunes a todos los proyectos, como se muestra en la figura siguiente:

Figura 24

Ciclo de vida edificación - BIM



Nota. Basado en la imagen de Esarte 2020 Fuente: (Charpentier y Santander, 2020)

2.14.2 Roles BIM

Los Roles BIM son las tareas que llevarán a cabo una o más personas durante la ejecución de un proyecto utilizando BIM. Estos roles no establecen una nueva disciplina ni una nueva posición laboral; más bien, implican asumir responsabilidades sobre acciones específicas que deben cumplir las partes involucradas en el proceso de Gestión de la Información. (Ministerio de Economía y Finanzas República del Perú, 2021).

Figura 25

Estructura jerárquica de los roles BIM



Fuente: (Ramírez , 2022)

2.14.2.1 Coordinador BIM

La persona responsable de coordinar la implementación de los Modelos de Información de diversas especialidades, garantizando el cumplimiento de los Requisitos de Información, normativas y procedimientos definidos para la Gestión de la Información BIM. Además, esta persona se encarga de mantener la comunicación y coordinación tanto con el Gestor BIM como con el Equipo de Trabajo (Ramírez , 2022).

2.14.2.2 Modelador BIM

Es la persona a cargo de la elaboración de los Modelos de Información, conforme a los Requisitos de Información especificados y teniendo en cuenta el Nivel de Información Necesaria (LOIN). Esta responsabilidad incluye mantener una comunicación y coordinación constante con el Coordinador BIM y los miembros del Equipo de Trabajo (Ramírez , 2022).

2.14.2.3 Gestor BIM

Está a cargo del proceso de Gestión de la Información BIM y encargado de establecer los Requisitos de Información para los proyectos, en colaboración con el Líder BIM. Su función principal es comunicar de manera clara los Requisitos de Información a los Equipos de Proyecto, manteniendo una comunicación y coordinación continua con el Coordinador BIM (Ramírez , 2022).

2.14.3 Ingeniería colaborativa

El trabajo colaborativo en el ámbito de la ingeniería implica compartir información, resolver dudas y discutir soluciones de manera conjunta. La metodología BIM cuenta con plataformas y métodos para gestionar el modelo, lo que permite mantener intacta esta capacidad colaborativa. Esta interacción interdisciplinaria lleva consigo un diseño más efectivo, con cambios en tiempo real, resolución de desconformidades e interferencias al mismo tiempo, mientras otras actividades son desarrolladas en paralelo. Este diseño colaborativo tiene dos enfoques claros: el centralizado y el distribuido (Trejo, 2018).

2.14.3.1 Modelo centralizado

Plantea que todas las profesiones trabajen en un modelo único donde se debe definir y comunicar un conjunto de protocolos de trabajo, utilizando herramientas asistidas computacionalmente.

2.14.3.2 Modelo distribuido

Requiere que cada disciplina opere en su propio modelo, comparta información sobre ellos y los integre al final del proceso para verificar conflictos e inconsistencias.

2.14.3.3 Solicitud de información BIM

Una solicitud de Información BIM es el documento que marca el inicio de cualquier proceso de proyecto. Su propósito es delinear los entregables junto con la información relacionada con el proyecto y detallar la metodología asociada. En nuestra implementación, las solicitudes de información BIM se manejan como documentos internos de la empresa. Esto se utilizará para solicitar paquetes BIM y entregables de varias disciplinas y/o empleados dentro de la organización. (Quisiguiña y Buñay, 2021)

En su estructura se tiene esencialmente lo siguiente:

- Entregables/paquetes de laburo y como se deben entregar,
- Usos, diferentes tipos de información, requeridas para el BIM
- Planes estratégicos para una buena colaboración

La solicitud de información BIM en términos generales debe provocar como respuesta la entrega del plan de ejecución BIM (PEB), así como, modelos BIM y documentos que sean enlazados correctamente a dichos modelos que se solicitó el cliente.

2.14.4 Manual Básico de entrega de información (MEI)

El manual básico de entrega de información permite el intercambio y la compartición sistemática de información a lo largo de todo el ciclo de vida del proyecto. (Quisiguiña y Buñay, 2021)

2.14.5 Plan de ejecución BIM (PEB)

El Plan de Ejecución BIM (PEB) es la respuesta a una Solicitud de Información BIM (SDI) presentada por los Coordinadores BIM o la persona encargada de supervisar y definir todos los procesos implementados durante la metodología BIM. (Quisiguiña y Buñay, 2021).

Es un documento que tiene como objetivo presentar la gestión de la información mediante procedimientos de intercambio, utilizando una infraestructura tecnológica, con el propósito de satisfacer las demandas del solicitante en cualquier proyecto de construcción. (Quisiguiña y Buñay, 2021)

2.14.6 Modelo de Información del Proyecto (PIM)

El PIM, que corresponde a las iniciales de "Project Information Model" en inglés, es el modelo de información creado durante la etapa de Formulación y Evaluación, así como en la fase de Ejecución, como respuesta a los Requisitos de Intercambio de Información (EIR). El PIM actúa como una referencia para la ejecución física del proyecto y, a su vez, aumenta gradualmente el Nivel de Información Necesaria (LOIN) a medida que avanzan las etapas del ciclo de inversión. En este contexto, a partir del PIM se puede desarrollar el "Modelo de información de activos" (AIM), que brinda apoyo a las actividades vinculadas a la gestión de los activos. (Ministro de Economía y Finanzas República del Perú, 2021).

2.15 Herramientas y Software

Dependen de los objetivos que uno desee alcanzar con dicho modelo, sin embargo, es importante considerar la interoperabilidad entre softwares BIM. La mayoría de estos poseen la opción de la exportación a un formato universal denominado formato IFC, (Industry Foundation Clases) que permite el intercambio de información de un software a otro, estableciendo así un lenguaje común para los distintos modelos de un proyecto. (BIM Forum Chile, 2017)

Tabla 13.

Selección de softwares y su utilización

Software	Conceptualización de proyectos v/o modelos	Coordinación y/o cubicación	Simulaciones y/o análisis	Planificación temporal (4D)	Detallamiento	Fabricación
Revit	X	X	X		X	
Tekla Structures	X	X	X	X	X	X

Fuente: (Bim Forum Chile, 2020)

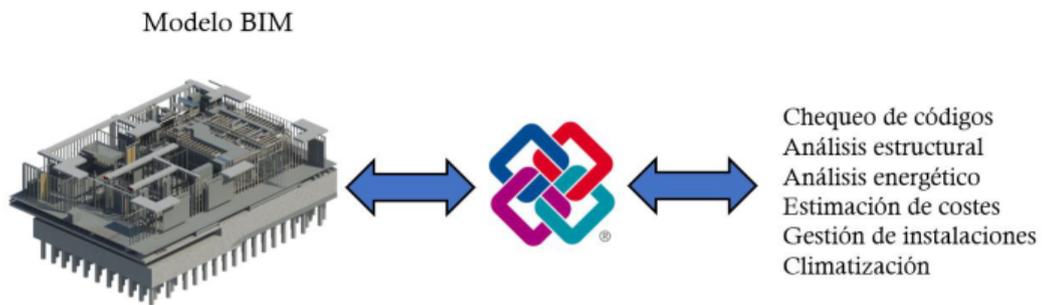
2.15.1.1 Interoperabilidad BIM

Una de las características fundamentales de BIM es la comunicación fluida entre las partes involucradas. Esto puede lograrse mediante medios y canales compartidos, pero dada la amplia gama de software disponible, es esencial contar con una plataforma común definida y trabajar con ella a lo largo del proyecto. La elección del formato también debe ser compatible con todos los programas, por lo que el formato IFC desempeña un papel crucial en la colaboración interdisciplinaria.

Finalmente, es importante resaltar que para aprovechar al máximo BIM en el desarrollo del proyecto, se requiere una modelación inteligente y adaptación, no diseñada exclusivamente para la especialidad en cuestión. La esencia central de BIM es la colaboración entre profesionales, y en este sentido, compartir información a través del formato IFC debe realizarse con una configuración y configurar al software de origen para garantizar la eficiencia y la integridad de la información transmitida (BIM Forum Chile, 2017).

Figura 21.

Interacción modelo y requerimientos mediante formato IFC



Fuente: (Trejo, 2018)

2.16 Metodología CAD vs BIM

Se realizó una tabla en donde se compara los tiempos que se tardan en diseñar los Ingenieros, auxiliares de Ingeniería o los Arquitectos utilizando la metodología BIM y la metodología tradicional en un edificio de 6 pisos con 4 apartamentos tipo por piso.

En la figura 27, se observa el tiempo de desarrollo representado en días, para la etapa de diseño por medio de la metodología tradicional versus la metodología BIM.

Figura 22.

Cuadro comparativo en tiempos entre metodología BIM y metodología tradicional

TIEMPO DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 6 PISOS, 4 APARTAMENTOS TIPO							
METODOLOGIA BIM				METODOLOGIA TRADICIONAL CAD			
ITEM	ACTIVIDAD	TIEMPO EN DIAS	RECURSO	ITEM	ACTIVIDAD	TIEMPO EN DIAS	RECURSO
1	Diseño arquitectonico con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	7	Ingeniero o auxiliar con conocimiento en modelado BIM	1	Diseño arquitectonico con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	15	Ingeniero o auxiliar con conocimiento en modelado en auto cad, Ingeniero o auxiliar modelador 3D
2	Diseño estructural con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	3		2	Diseño estructural con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	6	
3	Diseño electrico con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	3		3	Diseño electrico con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	5	
4	Diseño hidrosanitario con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	3		4	Diseño hidrosanitario con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	5	
5	Diseño incendio con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	2		5	Diseño incendio con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	4	
6	Diseño gas con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	2		6	Diseño gas con planos en 2D y 3D junto con cantidades de obra	4	
Total en dias		20		Total en dias		39	

Nota. Tiempo de diseño de una edificación Fuente: (Naranjo, 2021).

El tiempo empleado para realizar el diseño en CAD 2D es mayor al que requiere el modelado BIM, la diferencia radica en la generación del modelo 3D

En el método CAD no se puede extraer las cantidades fácilmente, se debe utilizar herramientas adicionales como Microsoft Excel para calcular estas cantidades de obra manualmente, mientras que en la metodología BIM con un correcto uso de familias se obtendrá el modelo paramétrico desde el inicio, de este se va a extraer automáticamente en una tabla de planificación las cantidades de obra.

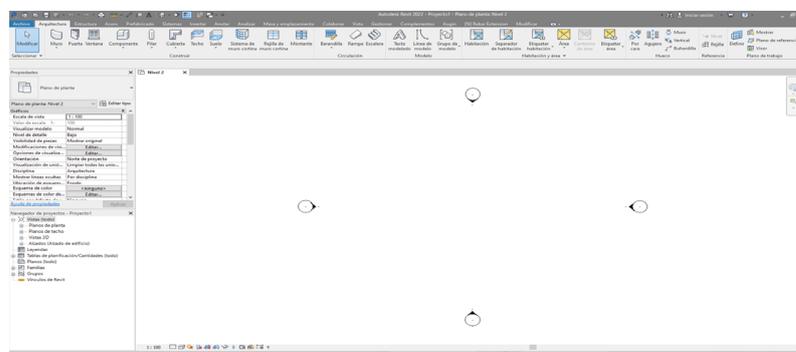
2.17 Revit en el modelado de estructuras civiles

Revit es un software diseñado para profesionales del sector de la construcción, incluidos arquitectos, ingenieros, supervisores de obra, contratistas, fabricantes, diseñadores de interiores, decoradores, promotores y propietarios (López, 2015).

Es un sistema que permite el diseño y documentación de proyectos de construcción. Es altamente personalizable y adaptable, lo que significa que cualquier actividad relacionada con la construcción puede integrarse en esta tecnología. Solo es necesario planificar y aplicarla para lograr un rendimiento óptimo. El modelo en el que se trabaja se basa en una base de datos que contiene información cualificada y cuantificada (López, 2015).

Figura 23.

Interfaz de Revit 2022



Elaborado por: Los Autores.

2.17.1 Interoperabilidad ETABS – REVIT

Aunque ETABS y Revit sean software que manejan la metodología BIM, estos pertenecen a empresas distintas, ETABS a CSI y Revit a Autodesk, por lo que ambas empresas han incluido pluggins en su software para poder llevar la información en ambas direcciones.

2.17.1.1 CSiXRevit

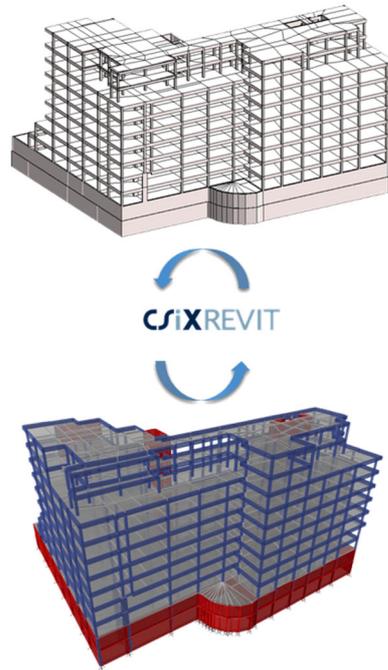
CSiXRevit es un plugin que se puede colocar en Revit® para acceder al intercambio de información entre los programas CSI y Autodesk. Es un instrumento que admite la integración de todos los modelos de las varias especialidades y promueve la productividad entre los equipos de proyecto (CSI SPAIN, 2023).

La figura 24 expresa lo que se puede lograr en la interoperabilidad; misma que soporta los siguientes procesos:

- Exportar un modelo de Revit y crear un nuevo proyecto en ETABS.
- Exportar un modelo de Revit para actualizar un modelo ya creado en ETABS
- Importar un modelo de ETABS y crear un nuevo proyecto en Revit
- Importar un modelo de ETABS y actualizar un modelo ya creado en Revit.

Figura 24.

Interoperabilidad ETABS - Revit



Fuente: (CSI SPAIN, 2023).

Estos procesos son altamente configurables, lo que brinda un control total sobre el tipo de información a importar/exportar y facilita en gran medida el mapeo de cualquier elemento estructural antes de completar el proceso de importación y/o exportación.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

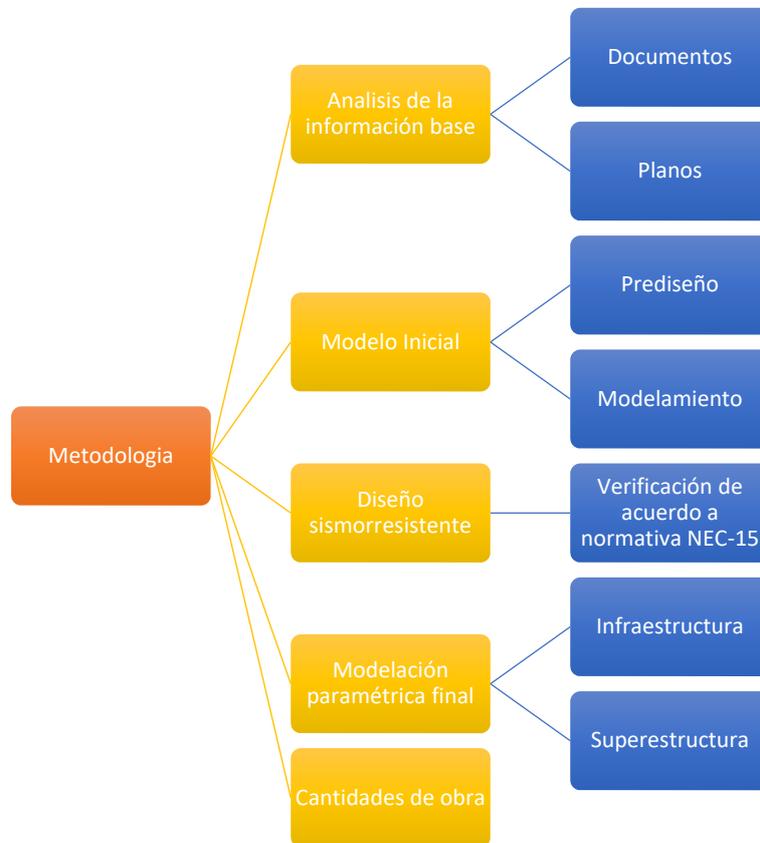
3.1 Plan de ejecución BIM

El plan de ejecución corresponde a la metodología de trabajo utilizada e implementara en el proyecto, para ello el trabajo inicia con la revisión y análisis de la información base entrega para el proyecto, es decir: planos arquitectónicos, especificaciones técnicas, topografía, etc. Con ello se puede realizar un primer prediseño y modelamiento de los elementos estructurales, en Revit, mismo que a posterior son llevados a través de la interoperabilidad entre softwares, para realizar el diseño sismorresistente y las verificaciones de las dimensiones finales de todos los elementos estructurales.

Una vez diseñado y revisado el modelo, este es devuelto a Revit para actualizar el modelo inicial y a las dimensiones finales y obtener los planos estructurales finales, cantidades de obra y presupuesto referencial del proyecto. La figura 30 explica el plan de ejecución con la metodología utilizada.

Figura 25.

Metodología a implementar.



Elaborado por: Los Autores.

3.2 Análisis de la información base

3.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto “PAN REAL” está constituido por una edificación de 5 plantas diseñado para uso comercial y residencial desarrollado para el sector privado a través de la empresa Sapphira S.A. con sede en la ciudad de Quito.

3.2.2 Diseño Arquitectónico

El proyecto este concebido para mantener la planta baja uso comercial; la planta baja será utilizada para una panadería y un restaurante; el primer ,el segundo y tercer piso se

utilizarán para uso residencial, donde se colocarán dos apartamentos por piso, la cubierta será inaccesible.

Figura 26.

Planta baja de la Edificación



Nota. Propuesta de planta baja en base a planos de Sapphira S.A. Elaborado por los Autores.

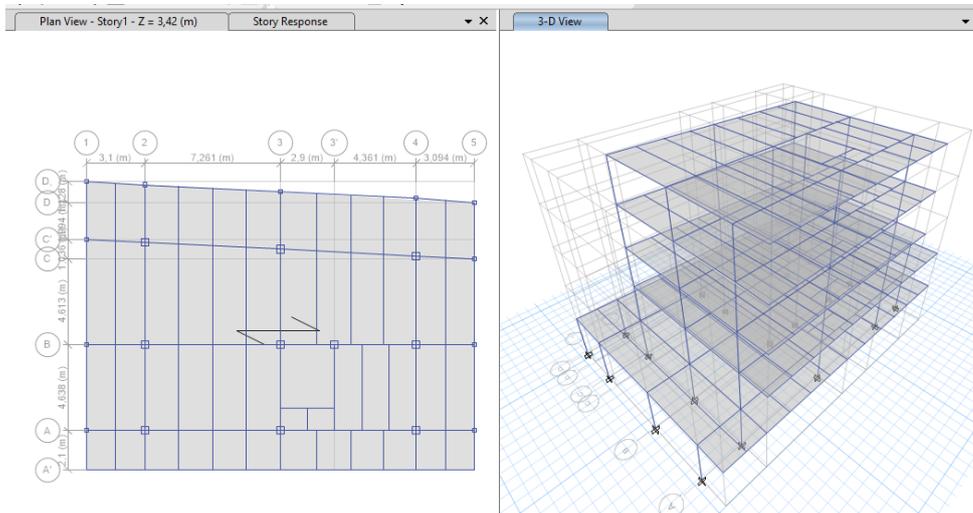
3.3 Evaluación estructural

3.3.1 Información base

La edificación será utilizada para uso comercial en planta baja y residencial desde el primer piso en adelante con una terraza inaccesible, es decir tendrá una Estructura de uso normal.

Figura 27.

Estructura modelada en Etabs V20.3



Elaborado por: Los Autores.

3.3.2 Configuración de la estructura

La estructura de la edificación se plantea con sistema de Pórticos sismo resistentes de acero estructural, con un sistema de piso constituido por una losa metálica con placa colaborante, misma que se apoya en vigas metálicas secundarias tipo I que transmiten la carga a las vigas metálicas principales también de tipo I y estas a su vez la transmiten a las columnas metálicas con sección tipo O.

3.3.3 Área de la construcción y niveles

El área de la construcción total se indica en la siguiente Tabla 14, el cual es un valor aproximado ajustado al levantamiento ejecutado.

Tabla 14.

Áreas del proyecto

Nivel	Altura de entre piso	Altura acumulada	Área (m2)
Pb	3.42	3.42	293
1°	3.06	6.48	194
2°	3.06	9.54	169
3°	3.06	12.60	169
4°	3.06	15.66	169
Total:			1216

Elaborado por: Los Autores.

3.3.4 Cargas no sísmicas

Las cargas se determinan de acuerdo a la norma NEC-SE-CG (2015), donde establece un valor de 2 KN/m² para uso residencial:

Además de ello, se establece la sobrecarga permanente en función de los materiales adicionales encontrados en la edificación; por lo tanto, se establecen los siguientes valores en la Tabla 15:

Tabla 15.

Cargas adicionales o sobrecargas

CARGA	Espesor (m)	Peso unitario	VALOR	UNIDAD
Enlucidos y masillados	0.015	2200	33	Kg/m ²
Recubrimientos	0.015	2200	33	Kg/m ²
Instalaciones	-	-	30	Kg/m ²
Mamposterías	-	-	200	Kg/m ²
Total:			296	Kg/m²

Elaborado por: Los Autores.

El peso de las instalaciones se adopta de la memoria estructural para el edificio “Plaza Central realizado por Ecuador Estratégico donde indican un valor de 30 kg/m² (ECUADOR ESTRATEGICO, 2023).

Para la mampostería se ha establecido una carga promedio de 200 kg/m² a partir del estudio hecho por (Páez y Páez, 2018).

En el caso de la cubierta se ha colocado las cargas indicados por la norma (NEC - SE - CG, 2015), Para la cubierta, se integran también las cargas indicadas en la Tabla 15:

Tabla 16.

Sobrecarga en cubierta

Carga	Valor (kg/m²)
Cubierta(S)	70
Granizo (S)	50
Instalaciones	30
Carga de Cubierta	150

Elaborado por: Los Autores.

3.3.4.1 Tipo de suelo

Para determinar el suelo sobre el cual se asienta la estructura, se utilizó tanto las especificaciones técnicas entregas para el proyecto, determinando que en el sitio se tiene un perfil tipo D. Los datos de las especificaciones técnicas se indican en la tabla a continuación:

Tabla 17.

Valores del suelo según especificaciones técnicas

Tipo de suelo	Zona sísmica	Capacidad de carga	Nivel de cimentación
D (NEC-SE-DS)	II	20 ton/m ²	1.60 del nivel de piso terminado del subsuelo.

Nota. Elaborado por los autores a partir de los datos técnicos entregados por el proyectista.

3.3.5 Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración se calculó mediante el método 1 considerando los factores (C_t) y (α) de una estructura de acero sin arriostramiento como se indica a continuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.072 * 15.66^{0.8} \quad \Rightarrow \quad T = 0.65 \text{ s}$$

3.3.6 Cálculo del espectro sísmico

Con el tipo de suelo D se tiene los factores de suelo $F_a=1.40$, $F_d=1.45$ y $F_s=1.06$ con los que se calcula los límites para el Periodo de Vibración T_o y T_c de la siguiente forma:

$$T_c = 0.55F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.06 * \frac{1.45}{1.40} = 0.60 \text{ s}$$

$$T_o = 0.1F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.06 * \frac{1.45}{1.40} = 0.10 \text{ s}$$

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad se calcula con las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta * Z * F_a \gggg \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \gggg \text{ para } T > T_c$$

En el presente proyecto se utiliza la segunda expresión consideran el valor de $\eta = 2.48$ para la sierra y $r=1$ para todo suelo excepto el suelo tipo E

$$S_a = 2.48 * 0.25 * \left(\frac{0.60}{0.65}\right)^1 = 0.8059$$

El valor del factor de reducción de la respuesta estructural R se toma según los lineamientos dados en la norma (NEC - SE - AC, 2015), donde indica que “para el diseño de las estructuras tipo 1: en el Ecuador se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=6$ ” (p. 53). En la misma norma se indica que las estructuras tipo 1 son aquellas en las que “todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores, son diseñados como pórticos especiales a momento (PEM)” (p. 41).

El valor de T_L es utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos), Los valores de T_L , a un valor máximo de 4 segundos, para los perfiles de suelo tipo D y E. se obtiene de la siguiente expresión:

$$T_L = 2.4 * Fd \Rightarrow T_L = 2.4 * 1.45 = 2.48 \text{ s}$$

Para el cálculo del espectro de respuesta se requiere el cálculo de los parámetros indicados en la norma NEC-SE-DS (2015), mismos que se indican en la Tabla 18 a continuación:

Tabla 18.

Parámetros de diseño del espectro sísmico.

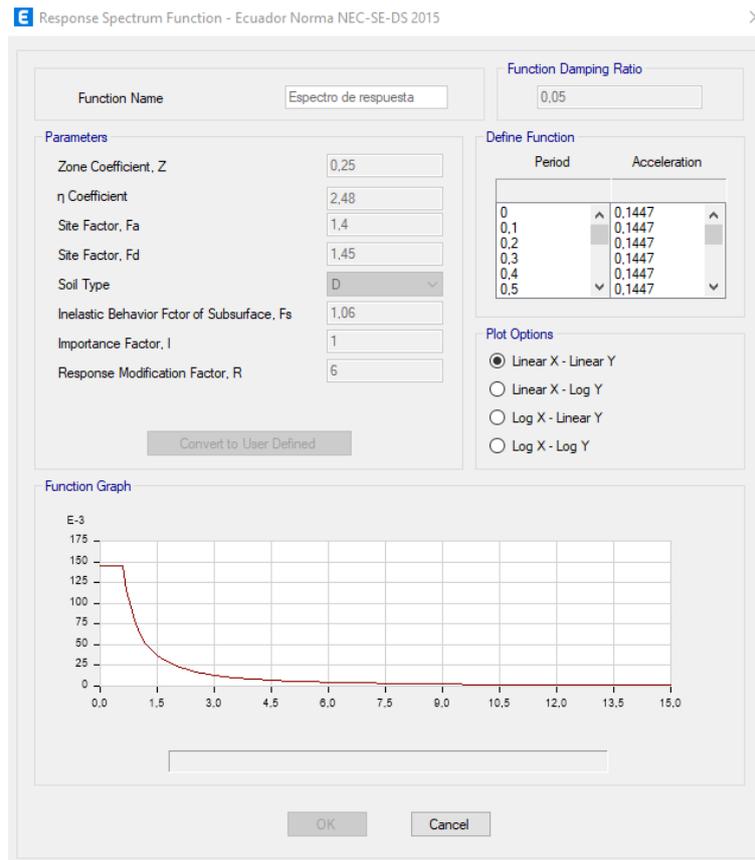
Descripción	Símbolo	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1	u
Factor de reducción de respuesta	R	6	u
Zonificación sísmica	V	II	
Región del Ecuador		sierra	
Factor de aceleración de la zona	Z	0.25	u
Relación de amplificación espectral	n	2.48	u
Coefficiente c_t	Ct	0.072	u
Altura total del elemento	hn	15.66	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0.8	u
Tipo de Suelo		D	
Factor de sitio Fa	Fa	1.4	u
Factor de sitio Fd	Fd	1.45	u
Factor de comportan. Inelástico suelo	Fs	1.06	u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1	u
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	0.9	u
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	1	u
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²
Período teórico método 1	T1	0.65	s
Período teórico método 1 mayorado	T2	0.85	s
Periodo Límite en T=To	To	0.11	s
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.60	s
Periodo Límite en T=TL	TL	3.48	s
Aceleración	Sa	0.805	g

Elaborado por: Los Autores.

El espectro de diseño se ingresa en Etabs que para la versión 20.3 permite el ingreso de una forma rápida como se indica en la figura 31, donde el software requiere los parámetros de acuerdo a la norma NEC-SD-DS.

Figura 28.

Espectro de diseño en Etabs



Elaborado por: Los Autores.

3.3.7 Combinaciones de carga

Al utilizar el método LRFD considerado por la norma (NEC - SE - CG, 2015), se obtienen las siguientes combinaciones de carga

La estructura se analizó y calculó para la envolvente de los siguientes estados de carga:

Tabla 19.

Combinaciones basadas en la normativa NEC-15

Combinación	Combinación
U1: 1.4D	U8: 1.2D – SX
U2: 1.2D + 1.6L	U9: 1.2D + SY
U3: 0.9D + SX	U10= 1.2D – SY
U4: 0.9D – SX	U11= 1.2D +1L+ SX
U5: 0.9D + SY	U12= 1.2D +1L- SX
U6: 0.9D – SY	U13= 1.2D +1L+ SY
U7: 1.2D + SX	U14= 1.2D +1L- SY

Elaborado por: Los Autores.

En la imagen a continuación se indica como ejemplo el ingreso de los distintos combos en este caso para el combo 1 y combo 2

3.3.8 Coeficiente de cortante basal

En el software Etabs se ingresaron los parámetros para carga muerta, carga viva, sobrecarga, carga de cubierta, para la carga por sismo en el sentido “x” y sentido “y” se requiere del coeficiente del cortante basal mismo que se calcula de la siguiente forma y se ingresa como se indica:

$$C = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi P * \phi E}$$

$$C = \frac{1 * 0.805}{8 * 0.90 * 1} = 0.149$$

3.3.9 Materiales

3.3.9.1 Acero

Se ha considerado utilizar el acero A572 G50 ya que permite obtener secciones de menor espesor y mayor resistencia, lo que implica un ahorro en el peso de la estructura; las

características de este acero son: $F_y = 345 \text{ MPa}$ o 50 ksi ($3\,515 \text{ kg/cm}^2$) y $F_u = 450 \text{ MPa}$ o 65 ksi ($4\,570 \text{ kg/cm}^2$).

3.3.9.2 Hormigón

Se utilizará el hormigón simple con resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; se muestra en la norma (NEC-SE-HM, 2015) que “estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo el módulo de elasticidad del hormigón E_c (GPa), será calculado tal como sigue” (p. 34)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4.7 * \sqrt{21} = 21.54 \text{ Gpa}$$

$$E_c = 219646.87 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.10 Prediseño de los elementos estructurales

3.3.10.1 Losa deck

Las losas se conforman por placas colaborantes y hormigón simple, el pre dimensionamiento de estos elementos se realiza en relación de la separación entre las vigas donde se apoyará la losa compuesta.

Para analizar la losa compuesta (talvez de espesor e), se toman como referencia una placa colaborante disponible en el Ecuador, en este caso se utiliza el catálogo de Kubiec donde especifica las luces o separación entre apoyos que se puede utilizar; para este caso con un espesor de deck de 0.76 mm y espesores de losa de 8 cm o superiores la luz mínima de 1.60 m soporta una carga de hasta 2200 kg/m^2 .

3.3.10.2 Vigas secundarias

Se considera que la viga esta simplemente apoyada, se establece la carga viva y muerta que intervienen sobre el ancho cooperante de la viga; despreciando por el momento el peso

propio de la viga; el análisis se realizado en base a la combinación de carga 2 (LRFD) establecida en la NEC-2015; mostrando la carga en metros cuadrados.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * 0.296 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1.6 * \frac{0.20\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante que para la máxima luz de 7.26 m es de 1.82 m.

$$W = 0.68 * 1.82 = 1.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se establece el momento máximo para la viga de 4.64 m de largo simplemente apoyada a las vigas principales. Adicional a esto se deduce la reacción en los apoyos, que esta viga transmitirá a vigas principales:

$$M_u = \frac{W * L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1.24 * 4.64^2}{8} = 3.34 \text{ ton} - \text{m}$$

$$R_u = \frac{M_u}{2} = \frac{3.34}{2} = 1.67 \text{ ton}$$

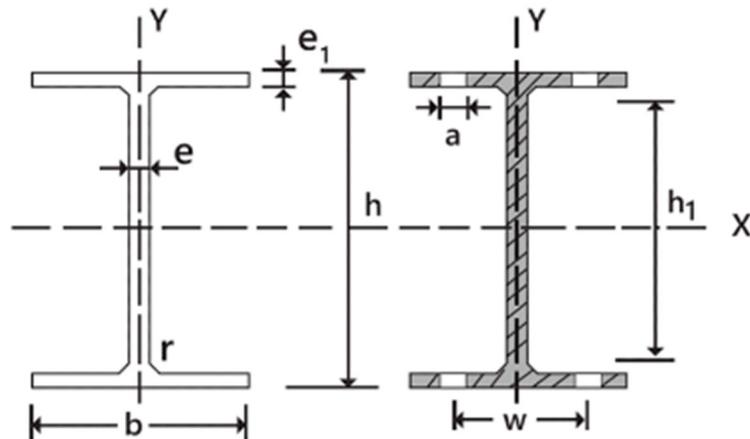
Se calcula el valor del módulo plástico Z_{xreq} , de la siguiente forma:

$$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{334000.00\text{kg} - \text{cm}}{0.9 * 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 105.61\text{cm}^3$$

Con este valor se referencia a tablas de vigas tipo IPE del catálogo de IMPORTACEROS donde se revisa los parámetros de la misma.

Figura 29.

Valores obtenidos de catalogos de ImportAceros



PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso P kp/m
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	I _z cm ⁶	w mm	a mm	e ₂ mm	
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8

Finalmente, con ello se realiza una comparativa con una viga armada cuyos datos se muestran a continuación:

Tabla 20.

Valores iniciales para para vigas secundarias.

Dimensiones		
bf	9	cm
tf	0.6	cm
h	18	cm
tw	0.5	cm
Area	19.2	cm ²
Peso	15.07	Kg/m
I _x	1015	cm ⁴
Z _x	129.24	cm ³

Elaborado por: Los Autores.

Una vez que se verifica que se tiene el módulo plástico y la inercia en X similar a la viga IPE se revisa la deflexión máxima admisible como se indica en las siguientes expresiones.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{464 \text{ cm}}{360} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * q_L * L^4}{384 * E * I_x}$$

$$q_L = \text{Carga viva} * \text{Ancho cooperante}$$

$$q_L = 200 * 1.82 = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \frac{3.64 \text{ kg}}{\text{cm}}$$

$$\Delta = \frac{5 * 3.64 * 462^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 1015} = 1.01 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \geq \Delta$$

$$1.28 \geq 1.01 \text{ OK}$$

3.3.10.3 Vigas principales

Las vigas principales absorben las reacciones de las vigas secundarias y las transfieren a las columnas. Las vigas principales consiguen conectarse a través de distintos tipos de conexiones a las columnas, y es claro que los esfuerzos dependerán de la condición de apoyo que tenga para ello se sigue un análisis similar al de las vigas secundarias consideran el apoyo fijo que tendrán en los extremos por la condición dada según AISC 341-10 para los elementos estructurales tipo pórticos especiales a momento.

Para determinar la carga se utiliza la carga permanente y el peso muerto de las vigas secundarias previamente calculado y repartido para el área de influencia de cada viga principal.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * (0.296 + 0.015) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1.6 * \frac{0.20\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.693 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante que para la máxima luz de 7.26 m es de 1.82 m.

$$W = 0.68 * 3.63 = 2.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se establece el momento máximo positivo, para la viga de 7.26 m. Adicional a esto se computa la reacción en los apoyos, que esta viga transmitirá a vigas principales:

$$M_u = \frac{W * L^2}{12}$$

$$M_u = \frac{2.51 * 7.26^2}{12} = 11.02 \text{ ton} - \text{m}$$

Se computa el valor del módulo plástico Z_{xreq} , de la forma indicada a continuación:

$$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{1102000.00\text{kg} - \text{cm}}{0.9 * 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 348.45 \text{ cm}^3$$

Con este valor se referencia a tablas de vigas tipo IPE del catálogo de IMPORTACEROS donde se revisa los parámetros de la misma.

Figura 30.

Valores obtenidos de catalogos de ImportAceros

PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/m
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _t cm ⁴	I _p cm ⁶	w mm	a mm	e ₂ mm	
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2

Finalmente, con ello se realiza una comparativa con una viga armada cuyos datos se muestran a continuación:

Tabla 21.

Valores iniciales para para vigas principales.

Dimensiones		
bf	13	cm
tf	1	cm
h	27	cm
tw	0.7	cm
Area	43.5	cm ²
Peso	34.15	Kg/m
I _x	5308	cm ⁴
Z _x	447.38	cm ³

Elaborado por: Los Autores.

Una vez que se verifica que se tiene el módulo plástico y la inercia en X similar a la viga IPE se revisa la deflexión máxima admisible como se indica en las siguientes expresiones.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{726 \text{ cm}}{360} = 2.01 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{e * P * L^3}{E * I_x}$$

$$q_L = \text{Carga viva} * \text{Ancho cooperante}$$

$$q_L = 200 * 3.63 = 726 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$R_L = \frac{q_L * L}{2} = \frac{726 * 7.26}{2} = 2635.38 \text{ kg}$$

$$P_L = 2 * R_L = 2 * 2635.38 = 5270.76 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 * 5270.76 * 726^3}{2.1 * 10^6 * 5308} = 1.39 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \geq \Delta$$

$$2.01 \geq 1.39 \text{ OK}$$

3.3.10.4 Columnas

Para determinar la carga se utiliza la carga permanente y el peso muerto de las vigas secundarias y principales previamente calculadas y repartido para el área de influencia de la columna.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * (0.296 + 0.015 + 0.021) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1.6 * \frac{0.20 \text{ ton}}{\text{m}^2} = 0.618 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Debido a que no se puede estimar la acción de sismo en la sección durante la etapa de prediseño, es recomendable multiplicar la carga por un factor de mayoración de 1.10. Para determinar el área tributaria y el peso aproximado de carga para la columna.

$$A_t = \frac{7.26 + 7.26}{2} * \frac{4.64 + 4.61}{2} = 33.58 \text{ m}^2$$

$$Pu = \frac{At * U * \#pisos}{0.85}$$

$$Pu = \frac{33.58 * 0.718 * 5}{0.85} = 141.83 t$$

$$Ag = \frac{Pn}{\phi * Fc}$$

$$Ag = \frac{141.83 \times 1000}{0.90 * 2.649 t/cm^2} = 59.49 cm^2$$

Para $KL/r=50$, y por medio de interpolación, se tiene un valor de 2.649 t/cm², por lo que se puede iniciar el análisis con columnas de 200x200x8 mm que tiene un área de 61.44 cm²

3.3.11 Modelamiento en Etabs

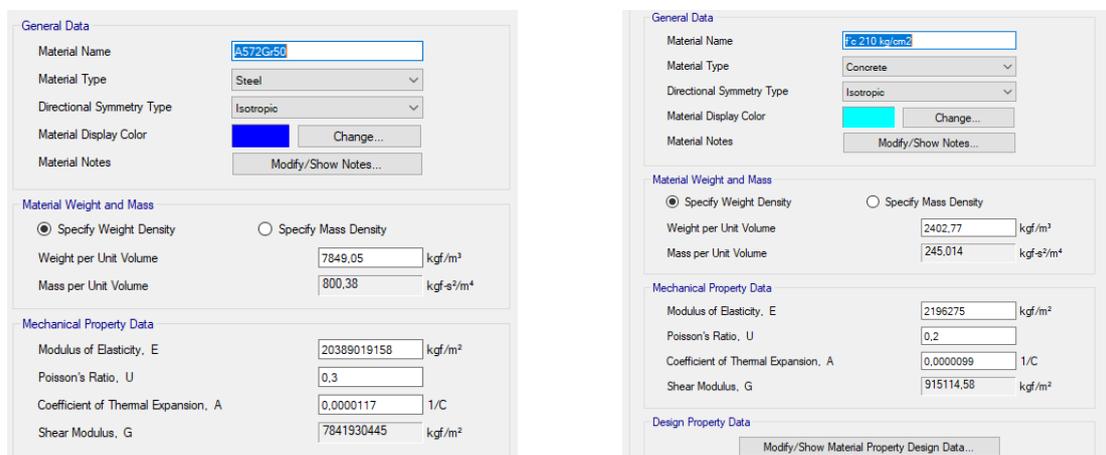
Por efectos prácticos se indican las dimensiones finales de la estructura con las que ha cumplido los requisitos del diseño sismorresistente.

3.3.11.1 Materiales

Se ingresa los materiales para el acero A572 G50, y el hormigon f'c 210 kg/cm² indicados en la figura 33.

Figura 31.

Ingreso de materiales



Material Name and Type	
Material Name	A572Gr50
Material Type	Steel, Isotropic
Grade	Grade 50

Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	35153481,31 kgf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	45699525,7 kgf/m ²
Expected Yield Stress, Fye	38668829,44 kgf/m ²
Effective Tensile Strength, Fue	50269478,27 kgf/m ²

Material Name and Type	
Material Name	f'c 210 kg/cm2
Material Type	Concrete, Isotropic
Grade	f'c 210 kg/cm2

Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	2100000 kgf/m ²
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Nota. De lado izquierdo los datos para el acero A572 g50 y de lado derecho los datos para el hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Elaborado por: Los Autores.

3.3.11.2 Columnas

Se ha utilizado columnas de acero estructural con núcleo de hormigón de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en el modelo, C1 de 400x400x8 mm y C2 de 200x200x3 mm, los datos ingresados se muestran a continuación:

Figura 32.

Ingreso de información para columnas.

Nota. C1 a la izquierda y C2 a la derecha. Elaborado por: Los Autores.

3.3.11.3 Vigas

Vigas principales y secundarias son vigas de acero estructural tipo I armadas en fabrica es decir conformadas en base a flejes de acero laminado en caliente con unión soldada., los datos ingresados se muestran a continuación:

Figura 33.

Vigas utilizadas en el diseño estructural



Elaborado por: Los Autores.

3.3.11.4 Losa deck

Los datos utilizados durante el prediseño se muestran a continuación en la figura 39.

Figura 34.

Configuración de la losa deck

General Data	
Property Name	Losa deck e=10cm
Type	Filled
Slab Material	f'c 210 kg/cm2
Deck Material	A572Gr50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	50 mm
Rib Depth, hr	50 mm
Rib Width Top, wt	145 mm
Rib Width Bottom, wrb	120 mm
Rib Spacing, sr	265 mm
Deck Shear Thickness	0,7 mm
Deck Unit Weight	7,45E-06 kgf/mm ²
Shear Stud Diameter	16 mm
Shear Stud Height, hs	75 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40,79 kgf/mm ²

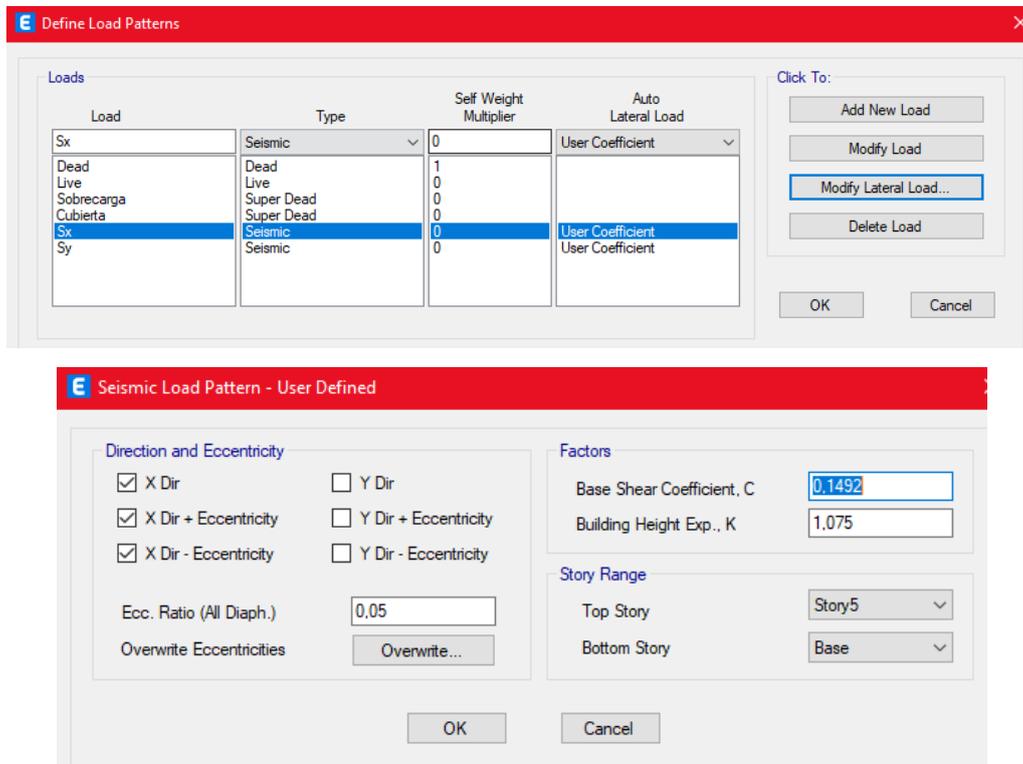
Elaborado por: Los Autores.

3.3.11.5 Tipos de carga utilizadas

En el software Etabs se ingresaron los parámetros para carga muerta, carga viva, sobrecarga, carga de cubierta, y carga por sismo en el sentido “x” y sentido “y” como se indica a continuación en la figura 38, donde también se visualiza el ingreso del coeficiente del cortante basal:

Figura 35.

Patrones de carga utilizados e ingreso del coeficiente basal



Nota. Parte superior tipos de carga, parte inferior ingreso de coeficiente basal

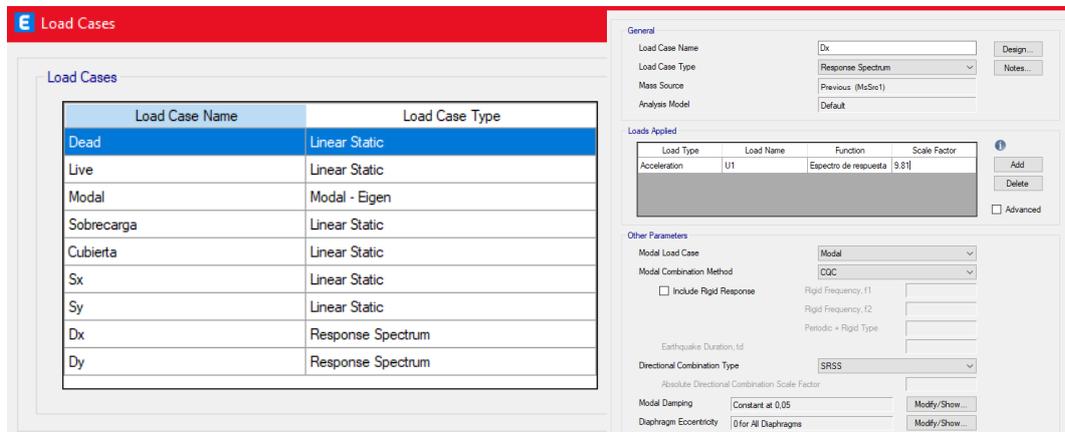
Elaborado por: Los Autores.

3.3.11.6 Definición del espectro de diseño

Se define el espectro de diseño, en cada dirección de análisis: Dx y Dy, para el sentido x y el sentido y, aquí se hace referencia a espectro sísmico ya definido con anterioridad.

Figura 36.

Ingreso de casos de carga con espectro de diseño.



Elaborado por: Los Autores.

3.3.12 Cálculo del cortante basal y verificación del coeficiente basal

La norma (NEC - SE - DS , 2015) indica que “El valor del cortante dinámico total obtenido no debe ser menor al 85% del cortante basal determinado por el método estático para edificaciones irregulares”. Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente (p. 57). Considerando esto los valores corregidos del cortante basal y el porcentaje del cortante basal por el método dinámico quedan de la siguiente forma:

Figura 37.

Correcciones del coeficiente de cortante basal.

11. CORRECCION DEL CORTANTE BASAL				
11.1 Sismo estático				
Peso total de la estructura (W)=	214.594	t		
Sobrecarga (W)=	244.536	t		
Peso total de la estructura + Sobrecarga (W)=	459.131	t		
Cortante Basal Inicial (C)=	0.1492			
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	68.50	t		
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - X=	68.52		-0.0002	
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - Y=	68.52			
Cortante Basal Corregido (Co)=	0.1492			
	0.1492			
11.1 Sismo dinámico				
	EJE X-X	EJE Y-Y		Resultante
Fuerza Dx (F)=	60.849	4.813	t	61.039
Fuerza Dy (F)=	4.192	63.890	t	64.027
%sismo (Dinámico/Estático) (ε)=	89%	93%	m/s	
Factor aceleración corregido (ε)=	9.3549	8.9183	m/s	
	935.49	891.83	cm/s	

Elaborado por: Los Autores.

3.3.13 Periodo de la estructura en ETABS

Como se indica en la tabla 22, el periodo fundamental de la estructura es de 0.732 s, teniendo sus primeros 2 modos de vibración en el sentido Y y X respectivamente y el tercero en el sentido Z.

Tabla 22.

Periodo fundamental de la estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1.000	0.732	0.038	0.622	0.038	0.622	0.020	0.286	0.020	0.020
Modal	2.000	0.721	0.410	0.055	0.447	0.678	0.218	0.314	0.236	0.238
Modal	3.000	0.536	0.171	0.000	0.618	0.678	0.302	0.314	0.301	0.540
Modal	4.000	0.387	0.090	0.002	0.709	0.679	0.036	0.314	0.306	0.576
Modal	5.000	0.372	0.030	0.106	0.709	0.785	0.032	0.561	0.306	0.608
Modal	6.000	0.349	0.000	0.003	0.709	0.788	0.001	0.573	0.306	0.609
Modal	7.000	0.320	0.007	0.010	0.716	0.798	0.042	0.578	0.311	0.651
Modal	8.000	0.314	0.022	0.002	0.716	0.800	0.000	0.587	0.311	0.651
Modal	9.000	0.301	0.000	0.000	0.716	0.800	0.005	0.592	0.312	0.656
Modal	10.000	0.295	0.017	0.009	0.733	0.810	0.024	0.624	0.376	0.680
Modal	11.000	0.293	0.009	0.000	0.742	0.810	0.009	0.625	0.418	0.690
Modal	12.000	0.266	0.004	0.040	0.746	0.850	0.024	0.717	0.432	0.713
Modal	13.000	0.259	0.001	0.001	0.748	0.851	0.000	0.721	0.434	0.714
Modal	14.000	0.251	0.000	0.025	0.748	0.851	0.000	0.721	0.436	0.714
Modal	15.000	0.230	0.001	0.004	0.749	0.855	0.039	0.722	0.440	0.753
Modal	16.000	0.210	0.010	0.012	0.759	0.866	0.012	0.734	0.466	0.765
Modal	17.000	0.205	0.025	0.023	0.785	0.889	0.010	0.760	0.522	0.775
Modal	18.000	0.188	0.108	0.001	0.893	0.890	0.012	0.761	0.789	0.787
Modal	19.000	0.185	0.008	0.009	0.901	0.890	0.009	0.761	0.812	0.795
Modal	20.000	0.181	0.001	0.017	0.903	0.907	0.040	0.773	0.814	0.836
Modal	21.000	0.178	0.002	0.000	0.904	0.908	0.007	0.775	0.818	0.842

Elaborado por: Los Autores

Según la (NEC - SE - DS , 2015) La comparación del periodo teórico y el revisado por Etabs no debe superar en 1.3 veces, tal como se indica en la tabla a continuación ese valor no es superado por lo que la estructura está dentro de los parámetros de diseño adecuados.

Tabla 23.

Comparación de periodos de diseño

TN -NEC 2015=	0.650
TN-ETABS=	0.732

Elaborado por: Los Autores

3.3.14 Revisión de las derivas de piso

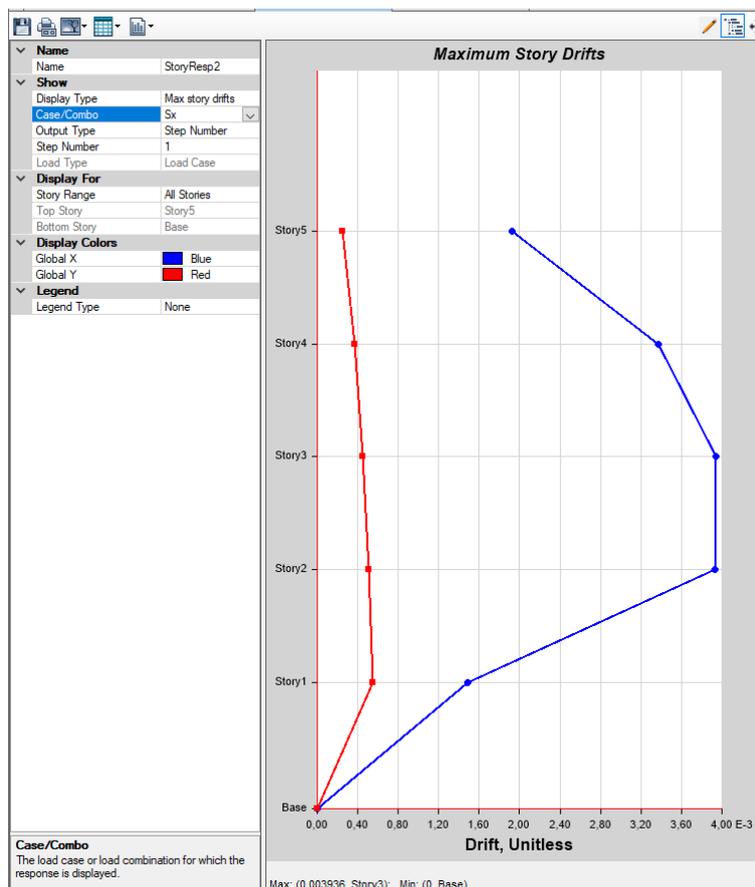
Las deformaciones verticales de pisos los ilustran la relación entre los desplazamientos relativos de cada nivel de un edificio con respecto a la altura de entrepiso correspondiente. El software Etabs proporciona un valor de desplazamiento estructural que se utiliza para calcular las deformaciones verticales de los pisos.

3.3.14.1 Cálculo de la deriva de piso en sentido X.

$$S_x: 0,75 * 0039 * 6 = 0.0176'$$

Figura 38.

Dato para derivas en el sentido X dado por etabs



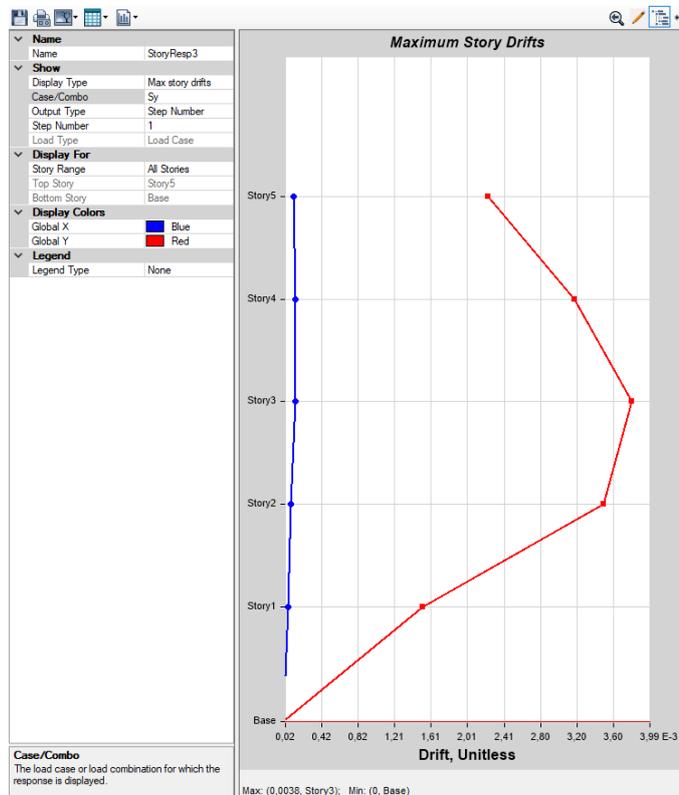
Elaborado por: Los Autores.

3.3.14.2 Cálculo de la deriva de piso en sentido Y

$$S_y: 0,75 * 0.0038 * 6 = 0.0171$$

Figura 39.

Dato para derivas en el sentido Y dado por etabs



Elaborado por: Los Autores.

En la NEC 2015 en su capítulo de diseño sismo resistente se considera un valor máximo de deriva para el diseño de estructuras metálicas igual a 0,020 teniendo presente este valor se realizó una comparación teórica entre el valor máximo y el valor calculado.

$$\Delta_{max} < \Delta_{cal}$$

$$S_x = 0.0176 < 0,020$$

$$S_y = 0.0171 < 0,020$$

3.3.15 *Diseño final de los elementos estructurales*

La sección final para todos los tipos vigas y columnas se alcanzan mediante una interacción continua entre distintas secciones hasta lograr las secciones óptimas, que cumplan con los requisitos sismo resistentes de la NEC - SE - DS , (2015).

Posterior a ello se realizan las verificaciones de la capacidad de las secciones y se comprueba los cálculos ejecutados por el software de diseño estructural Etabs.

A manera de ejemplo se muestra las comprobaciones hechas a la viga crítica. El diseño se ha realizado siguiendo el reglamento (AISC 360, 2010) y (AISC 341, 2010), todo conforme a los lineamientos de la (NEC - SE - AC, 2015).

3.3.15.1 *Verificación en vigas*

Se presentan las propiedades de las vigas principales y más cargadas.

Tabla 24.

Dimensiones finales de vigas principales

Viga tipo VT			Viga tipo VS1		
bf	16	cm	bf	15	cm
tf	1.2	cm	tf	1.0	cm
h	45	cm	h	42	cm
tw	1.0	cm	tw	1.0	cm
Área	81	cm ²	Área	70	cm ²
Peso	63.59	Kg/m	Peso	54.95	Kg/m
Ix	24864	cm ⁴	Ix	17943	cm ⁴
Zx	1294.65	cm ³	Zx	1015.00	cm ³

Elaborado por: Los Autores.

3.3.15.1.1 *Arriostramiento lateral*

Del examen realizado con el software de diseño se concluye que las vigas en la dirección "Y" no cumplen con la distancia máxima admitida para una viga sin arriostramiento lateral en un pórtico especial resistente a momento, según la norma (AISC 341, 2010), este valor es de:

$$L = 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y}$$

Para la viga tipo VS1 el valor de r_y es de 2.84 cm

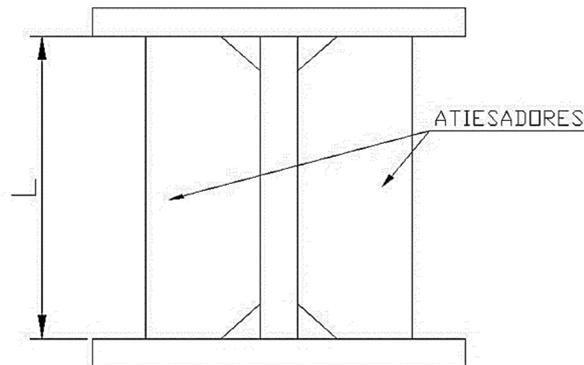
$$L = 0.086 * 2.84 * \frac{2100000}{3514} = 145.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará atiesadores que soporten de manera lateral a las vigas paralelas al sentido “Y” como se indica en la figura 45. Las cuales proveerán de una longitud no arriostrada de 1.20 m, manteniendo el límite admitido por la (AISC 341, 2010).

$$L_b = 120\text{cm} \leq 145.96 \text{ cm Ok}$$

Figura 40.

Atiesadores intermedios



Elaborado por: Los Autores.

3.3.15.1.2 Pandeo local

De acuerdo con el código (AISC 341-10, 2010), toda viga debe ser sísmicamente compacta, si se cumple con la relación ancho-espesor máxima, el elemento incursionará en el rango inelástico, las ecuaciones utilizadas para cumplir con ese requerimiento en alas y almas se indican a continuación con la verificación para vigas tipo VT.

Para el caso del ala de la viga

$$\frac{bf}{2 * tf} \leq 0.30 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{16}{2 * 1.2} \leq 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{3514}}$$

$$6.67 \leq 7.33 \text{ OK}$$

Para el caso del alma de la viga

$$\frac{h}{tw} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{45}{1} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{3514}}$$

$$45 \leq 59.89 \text{ OK}$$

En vigas tipo I doblemente simétricos y compacto, con la siguiente expresión se verifica que la sección de la viga no presente problemas de pandeo lateral torsional segundo lo indicando en la (Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero versión en español , 2010).

$$Lb \leq Lp$$

$$Lp = 1.76 * ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$120 \leq 1.76 * 2.84 * \sqrt{\frac{2100000}{3514}}$$

$$120 \leq 122.19 \text{ Ok}$$

3.3.15.2 Diseño a corte

Para el diseño a corte se sigue lo indicado en la (Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero versión en español , 2010). Donde se debe utilizar la siguiente expresión:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

El coeficiente de corte C_v para el alma debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \gggg C_v = 1$$

Donde K_v para almas atiesadas se representa de la siguiente ecuación:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(120/45)^2} = 5.70$$

$$\frac{45}{1} \leq 1.10 \sqrt{5.70 * \frac{2100000}{3514}}$$

$$45 \leq 64.20 \gggg C_v = 1$$

$$A_w = 45 * 1 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 45 * 3514 = 61503.3 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

Del cálculo hecho en Etabs se toma el valor de V_u para la combinación más crítica cuyo valor es de 9591.01 kg

$$9591.01 \text{ kg} \leq 61503.3 \text{ kg Ok}$$

3.3.15.3 Verificación de columnas.

Se debe verificar la relación máxima ancho - espesor para que las columnas incurrieren establemente en el rango elástico y no se vea afectada su ductilidad (AISC 341-10, 2010). Para el caso del ala de las columnas se debe cumplir con los valores que resulten de la siguiente expresión.

$$\frac{bf}{tf} \leq 0.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Mientras que, en el caso del alma, existen dos ecuaciones de acuerdo a la condición indicada a continuación:

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125 \quad \gg \gg \quad \frac{h}{tw} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 0.93 * \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \geq 0.125 \quad \gg \gg \quad \frac{h}{tw} \leq 0.77 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2.93 * \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$$

De Etabs se obtiene la carga ultima P_u para la columna B3 con un valor de 78186.30 Kg. Para ello se calcula la resistencia axial a la fluencia del elemento con las dimensiones finales de la columna, teniendo un área de 360 cm²

$$P_y = 3514 * 360 = 1265040 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{78186.30}{0.9 * 1265040} = 0.07 \leq 0.125$$

$$\frac{42}{2} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{3514}} [1 - 0.93 * 0.07]$$

$$21 \leq 55.99 \text{ Ok}$$

Seguidamente se calcula el momento nominal en dirección X e Y en este caso al tener columnas simétricas se tendrá que Z_x es igual a Z_y por lo que el momento en el sentido X será el mismo para el sentido Y.

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 0.9 * F_y * Z_x$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 0.9 * 3514 * 4804$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 15193130.4 \text{ kg} - \text{cm}$$

La (Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero versión en español , 2010) indica que para calcular la esbeltez de columna KL/r , el valor del factor de longitud efectiva K se puede ser igual a 1 si se cumple con la siguiente expresión:

$$\alpha * P_r \leq 0.5 * P_y$$

En el caso del método LRFD el valor de α es igual 1 y el valor de la resistencia axial ya ha sido calculado.

$$1 * 78186.30 \leq 0.5 * 15193130.4$$

$$78186.30 \text{ kg} \leq 7596565.2 \text{ kg } Ok$$

Se puede asumir un valor $K=1$ para el cálculo de la resistencia nominal a compresión de todas las columnas. Con el valor de K se calcula la resistencia KL/r en los dos sentidos, se tiene una longitud no arriostrada lateralmente en planta de baja de 3m.

$$\frac{K * L}{r}$$

$$\frac{1 * 300}{15.72} = 19.08$$

Para miembros diseñados solo en compresión, la (Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero versión en español , 2010) recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

$$19.08 \leq 200 \text{ OK}$$

3.3.15.4 Revisión de la capacidad de vigas y columnas.

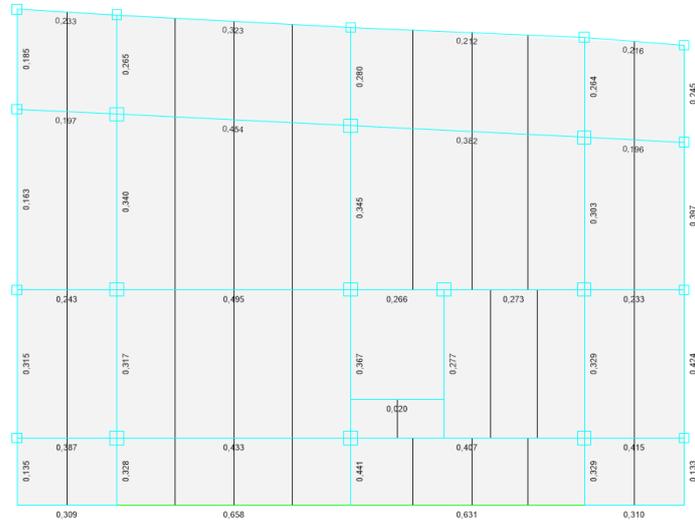
Se debe verificar que todas las vigas y columnas no excedan su capacidad de trabajo. En otras palabras, si la relación D/C es mayor que 1.00, significa que el elemento estará sometido a cargas superiores a su capacidad máxima de trabajo, lo que indica un diseño inadecuado.

Para el caso de vigas la demanda capacidad se verifica por la siguiente expresión, y el resultado se indica en la figura 40.

$$\frac{D}{C} = \frac{Mu}{\phi Mn} < 1$$

Figura 41.

Valores D/C vigas principales



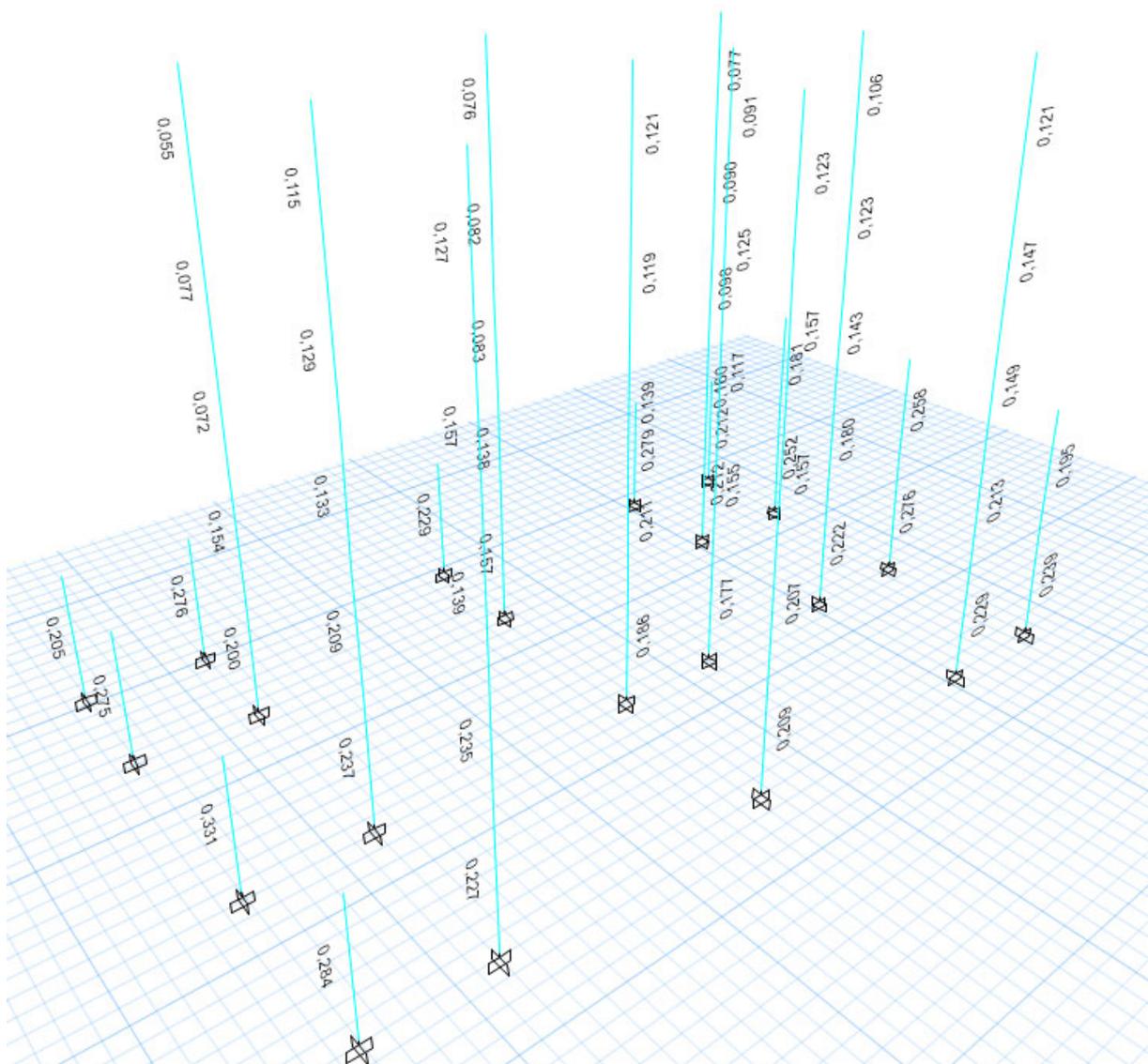
Elaborado por: Los Autores

Para el caso de columnas la demanda capacidad se verifica por la siguiente expresión, y el resultado se indica en la figura 41.

$$\frac{D}{C} = \frac{Pu}{\phi Pn} < 1$$

Figura 42.

Valores D/C vigas principales



Elaborado por: Los Autores

3.3.15.5 Control de la deflexión máxima en vigas.

Para que una viga satisfaga este requisito, debe cumplir con una deflexión admisible que variará en función del tipo de elementos no estructurales que esté soportando. La deflexión admisible se establecerá en $L/360$, donde L representa la mayor separación existente entre dos columnas. En la figura 41 se indica la deflexión máxima para la luz de 7.26 m.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

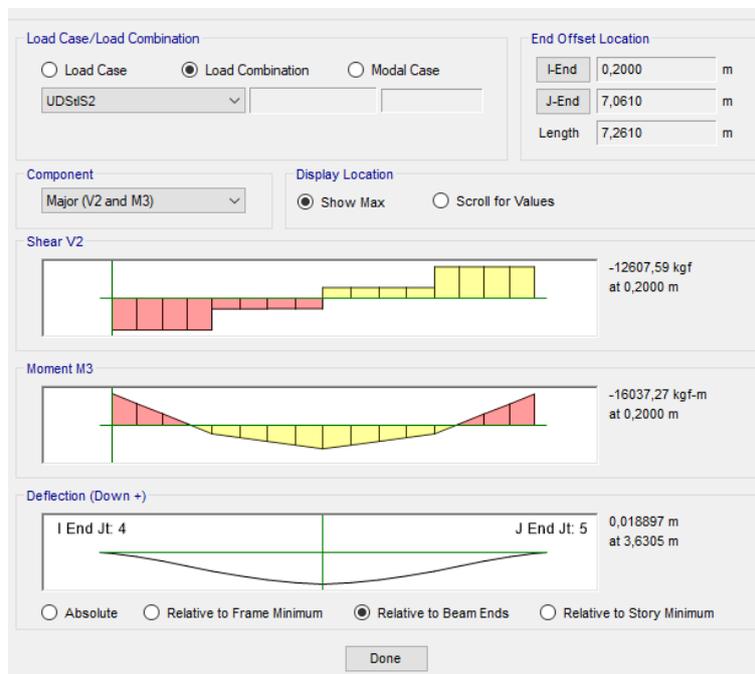
$$\Delta_{max} = \frac{7.26}{360} = 0.02$$

$$\Delta_{cal} < \Delta_{max}$$

$$0.018 < 0.02 \text{ Ok}$$

Figura 43.

Deflexión en viga tipo VT.



Elaborado por: Los Autores

3.3.15.6 Losa deck

Los datos utilizados están en base a la configuración utilizada por la empresa kubiecc para el diseño de su chapa metálica (deck), se procede al diseño de la losa para que actúe como encofrado de la misma y el sistema trabaje con el deck como acero de refuerzo para la losa.

Tabla 25.*Datos para el diseño de la losa deck*

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción
e	0.76	mm	Espesor de la losa colaborante Steel Deck
Es	2100000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad el acero
D	296	kg/m	Carga muerta
L	200	kg/m	Carga viva
Lsd	1.21	m	Luz libre de la losa
fy	4200	kg/cm ²	Límite de fluencia del acero
f'c	210	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto.
t	10	cm	Espesor de la losa
ycg	2.5	cm	Centro del momento de inercia del trapecio formado por la losa colaborante
hr	5	cm	Profundidad del hormigón en el trapecio formado por la losa colaborante
Psd	225	kg	Carga puntual en el centro de luz
Wwsd	100	kg/m	Carga distribuida en la placa colaborante
Ec	209141.1	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
Isd	39.37	cm ⁴ /m	Inercia positiva de la sección
b	1.00	m	Ancho útil de la placa colaborante

Nota. Los datos geométricos han sido tomados del catálogo de (KUBIEC, 2023).

Elaborado por: Los Autores.

El diseño de la losa deck corresponde a un sistema compuesto por hormigón f'c 210 kg/cm² y placa colaborante de 0.76 mm de espesor; en el sistema presentado la placa colaborante actúa como encofrado.

3.3.15.6.1 Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{lsd * 100}{180}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{1.21 * 100}{180} = 0.67cm$$

$$\Delta_{calc} = \frac{(0.0069 * W_{dsd} * (Lsd * 100)^4)}{(Es * Isd * b)}$$

$$\Delta_{calc} = \frac{(0.0069 * 296 * (1.21 * 100)^4)}{(2100000 * 39.37 * 100)} = 0.05 cm$$

$$\Delta_{calc} < \Delta_{adm}$$

$$0.05 \text{ cm} < 0.67 \text{ cm Ok}$$

3.3.15.6.2 Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-

Deck

$$\rho_b = \frac{(0.85 * \beta * f'_c)}{f_y} * \frac{(0.003 * (t - hr))}{((0.003 + f_y * E_s) * d)} * 100$$

$$\rho_b = \frac{(0.85 * 0.85 * 210)}{4200} * \frac{(0.003 * (10 - 5))}{((0.003 + 4200 * 2100000) * 2.5)} * 100 = 3.01\%$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_s sdb * d}{b * d}$$

$$\rho_{cal} = \frac{9.51 * 2.50}{100 * 2.5} = 1.27\%$$

$$\rho_{cal} < \rho_b$$

$$1.27\% < 3.01\% \text{ Ok}$$

$$M_n = A_s s d * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s s d * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{9.51 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 9.51 * 4200 * \left(2.5 - \frac{2.24}{2}\right) = 2548.77 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd+} = 0.20 * P_{sd} * l_{sd} + 0.094 * W_{D sd} * l_{sd}^2$$

$$M_{sd+} = 0.20 * 225 * 1.21 + 0.094 * 296 * 1.21^2 = 68.21 \text{ kg - m}$$

$$M_{sd+} = 0.096 * (W_{D sd} + W_{w sd}) * l_{sd}^2$$

$$M_{sd+} = 0.096 * (296 + 100) * 1.21^2 = 55.66 \text{ kg - m}$$

$$Msd = 0.117 * (WD sd + Ww sd) * lsd^2$$

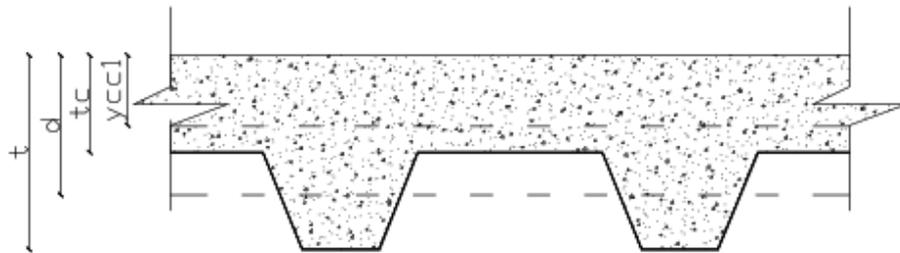
$$Msd = 0.117 * (296 + 100) * 1.21^2 = 67.83 \text{ kg} - \text{m}$$

3.3.15.6.3 Esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto.

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2100000}{219646.87} = 9.56$$

Figura 44.

Datos para el sistema compuesto en la sección transformada fisurada.



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023)

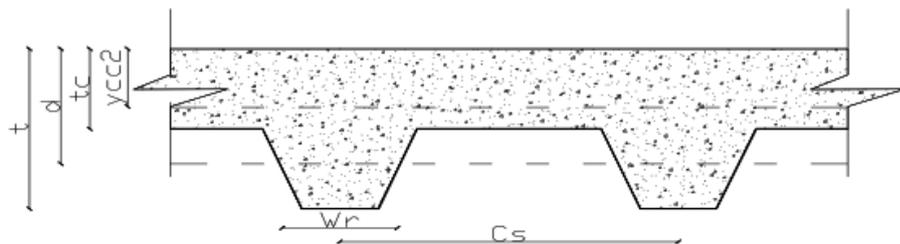
$$ycc1 = 7.21 \text{ cm}$$

$$ycs = 0.29 \text{ cm}$$

$$Ic = 384.64 \text{ cm}^4$$

Figura 45.

Datos para el sistema compuesto en la sección transformada no fisurada.



Fuente: (Dep. Ingeniería e Investigación, 2023)

$$y_{cc2} = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$I_u = 6308.04 \text{ cm}^2$$

$$y_{prom} = \frac{y_{cc1} + y_{cc2}}{2}$$

$$y_{prom} = \frac{7.21 + 4.44}{2} = 5.83 \text{ cm}$$

$$S_{ic} = \frac{\frac{I_u + I_c}{2}}{t - y_{prom}}$$

$$S_{ic} = \frac{\frac{6308.04 + 384.64}{2}}{10 - 5.863} = 802.32 \text{ cm}^3$$

$$M_{Dsd} = \frac{W_{Dsd} * l_{sd}^2}{8}$$

$$M_{Dsd} = \frac{296 * 1.21^2}{8} = 54.17 \text{ kg} - m$$

$$\frac{M_{Lsd} + M_{Dsd}}{S_{ic}} * n * 100 \leq 0.60 * f_y$$

$$108.17 \leq 2520 \text{ Ok}$$

3.3.15.6.4 Diseño por cortante de la losa colaborante Steel Deck

Para poder calcular el cortante se necesita calcular el área del deck más el hormigón que soportará los efectos de los esfuerzos cortantes, esta área se indica en la figura 41, misma que se obtiene de la geometría de la placa colaborante en un ancho útil de 1 m, la forma más sencilla de calcular el área es llevarla a AutoCAD y realizar el dibujo.

Figura 46.

Área contribuyente para cortante, losa colaborante Steel Deck



$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_c$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{210} * 616.02 = 4731.30 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 4731.30 = 4021.60 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{W_{Dsd} * l_{sd}}{2} + \frac{W_{Lsd} * l_{sd}}{2}$$

$$V_u = 300.08 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

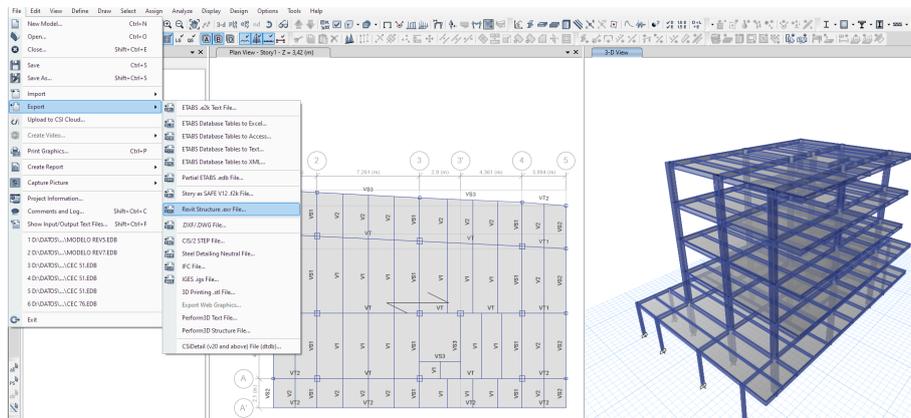
$$300.08 \text{ kg} \leq 4021.60 \text{ kg Ok}$$

3.4 Exportación del modelo a Revit

Una vez revisado el modelo este se debe exportar a Revit, para realizar este traspaso de modelo debemos seleccionar el comando que transporta los archivos a Revit, el proceso se indica en la figura 52.

Figura 47.

Exportación del modelo a revit

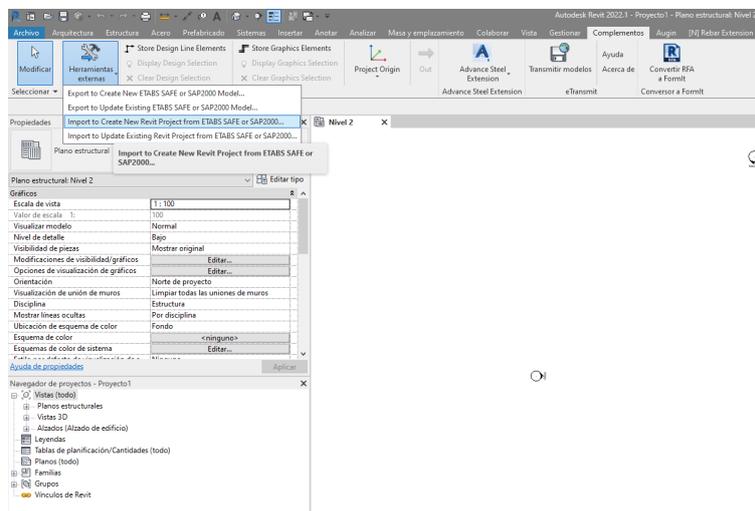


Elaborado por: Los Autores

Una vez obtenido el archivo se debe abrir la plantilla estructural de revit e importar el modelo tal como se indica en la figura 53.

Figura 48.

Importación del modelo a revit



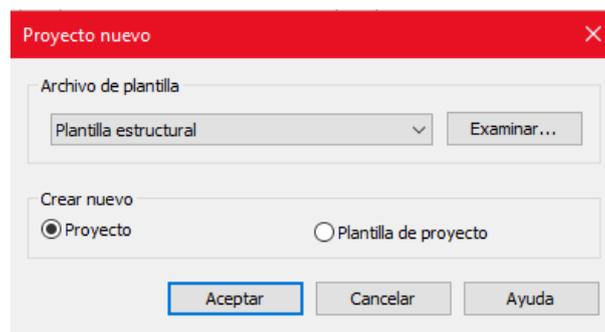
Elaborado por: Los Autores

3.5 Configuración de Revit estructural

Se ha propuesto utilizar la plantilla estructural para el modelamiento, esta plantilla presenta una mayor cantidad de familias que permiten un trabajo más ágil en el modelamiento de estructuras.

Figura 49.

Selección de plantilla estructural.

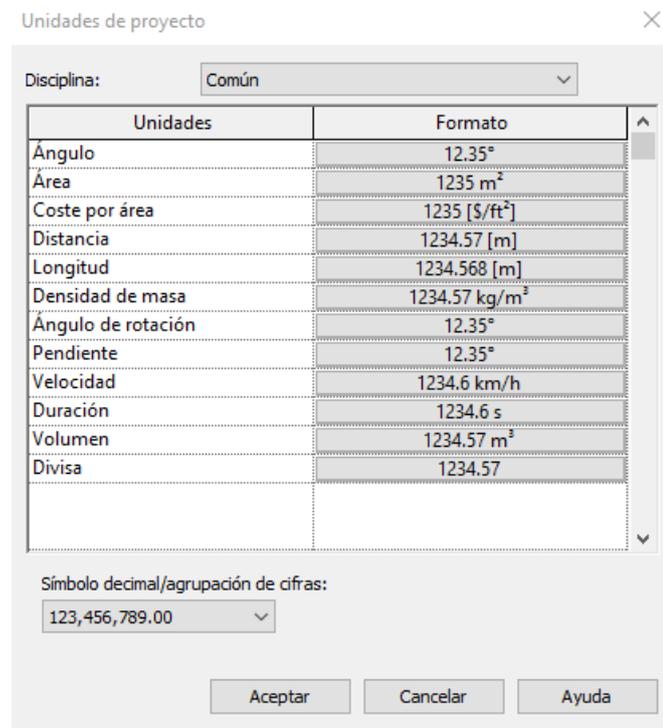


Elaborado por: Los Autores.

El siguiente paso es definir el cuadro de unidades, para que el trabajo realizado tenga un flujo adecuado en el dimensionamiento de todos los elementos estructurales.

Figura 50.

Unidades del proyecto.



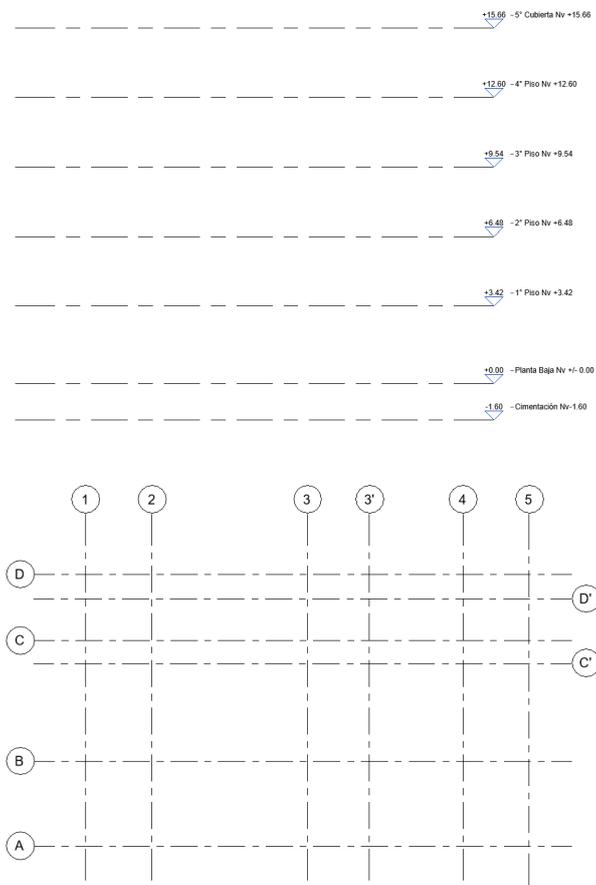
Elaborado por: Los Autores.

3.5.1 Colocación de niveles y ejes

El proyecto inicia con la colocación de los niveles del proyecto los cuales se toman de planos arquitectónicos y estructurales entregados, posterior a ello se colocan los ejes del proyecto, los ejes una vez colocados se visualizan en todos los niveles.

Figura 51.

Ejes y niveles del proyecto.

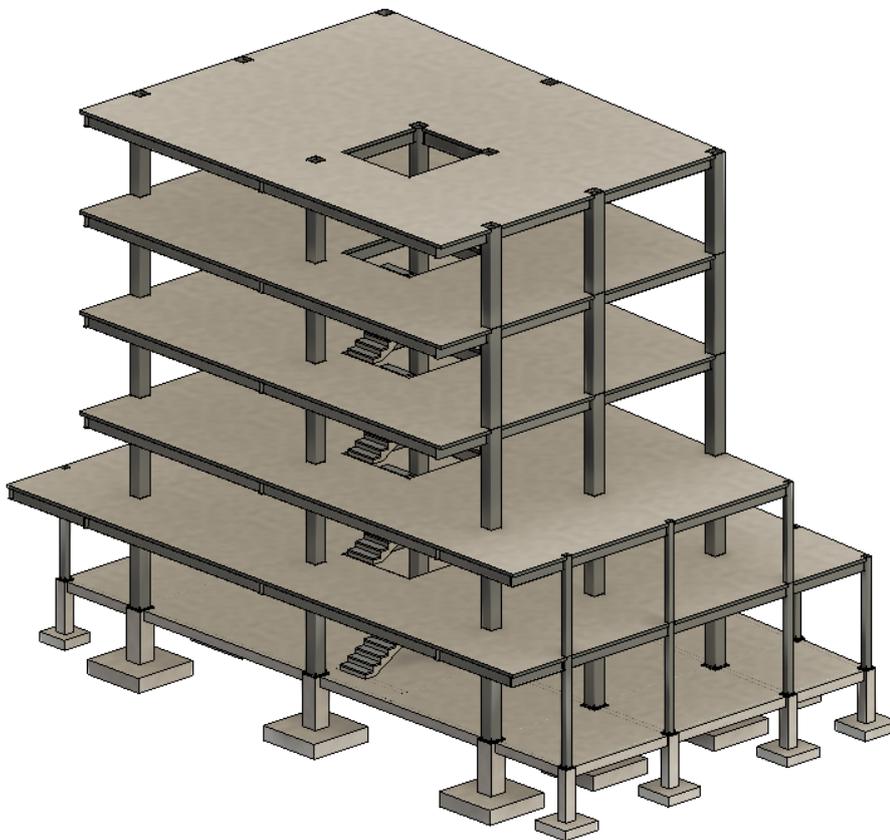


Elaborado por: Los Autores.

3.6 Modelación de la estructura

Figura 52.

Modelo estructural de la edificación



Elaborado por: Los Autores.

3.6.1 Cimentación

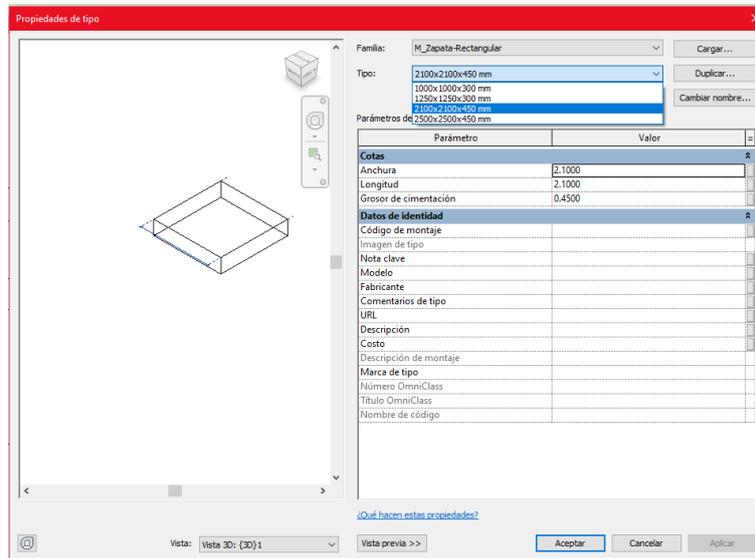
Para el modelamiento se ha utilizado la familia del sistema de zapata rectangular, duplicando varias veces un tipo para obtener las dimensiones de cada una y así crear el grupo diseñado:

- 2500x2500x450 mm
- 2100x2100x450 mm
- 1250x1250x300 mm

- 1000x1000x300 mm

Figura 53.

Tipos de zapatas utilizadas en el proyecto

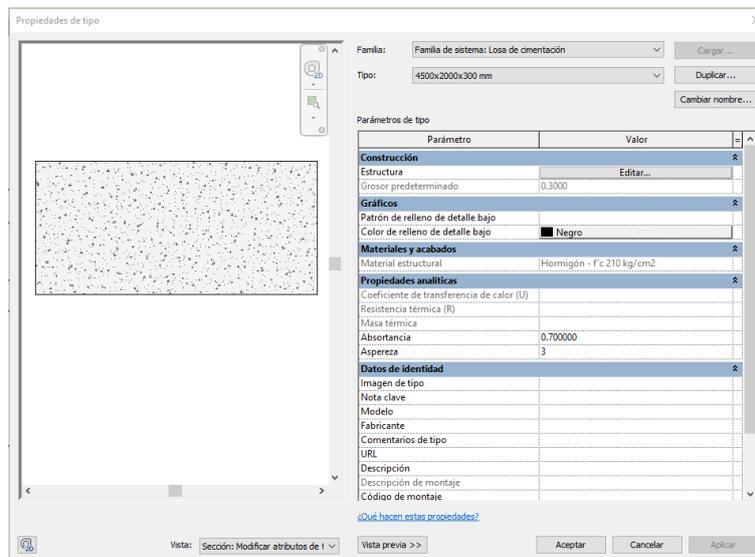


Elaborado por: Los Autores.

Se tiene también una zapata combinada con dimensiones de 4500x2000x300 mm, esta zapata combinada o corrida se ha creado con el sistema de losa de cimentación.

Figura 54.

Viga combinada usando familia losa de cimentación



Elaborado por: Los Autores.

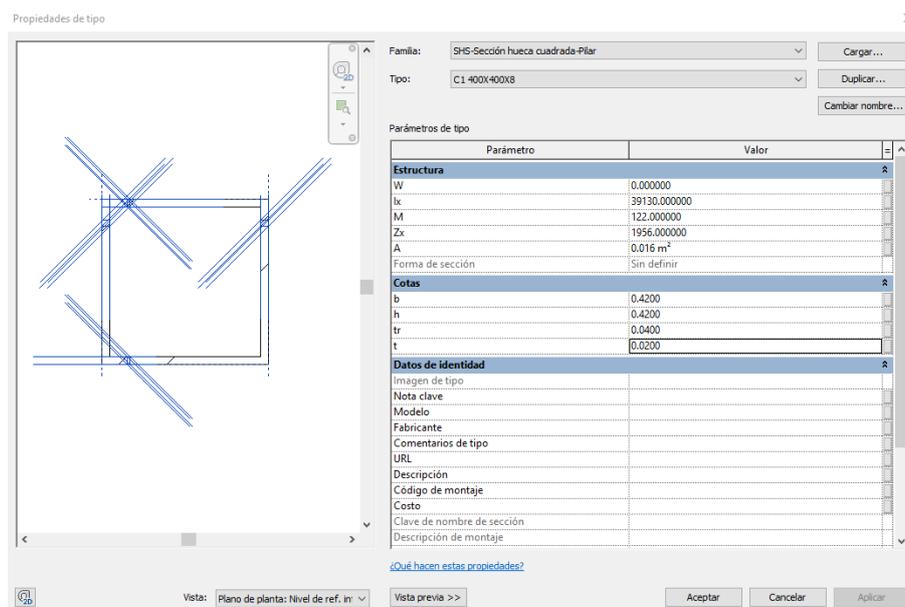
3.6.2 Columnas

Para las columnas se ha utilizado la familia del sistema llamada “SHS Sección hueca cuadrada pilar”, duplicando varias veces un tipo para obtener las dimensiones de cada una y así crear el grupo diseñado:

- 420x420x20 mm
- 300x300x10 mm

Figura 55.

Columnas de acero estructural.



Elaborado por: Los Autores.

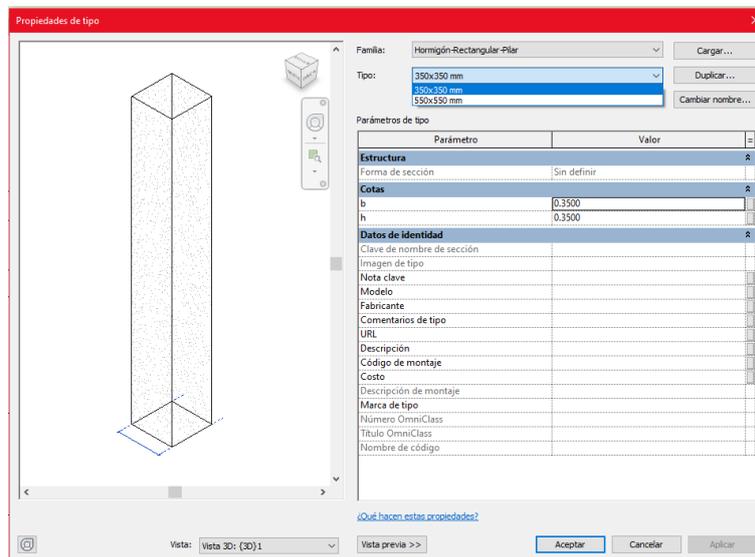
Los pedestales de hormigón armado entre las zapatas y las columnas de acero estructural también han sido modelados mediante la familia “hormigón-rectangular-pilar”, donde también se tiene dos dimensiones:

- 550x550 mm

- 350x350 mm

Figura 56.

Pedestales de hormigón armado



Elaborado por: Los Autores.

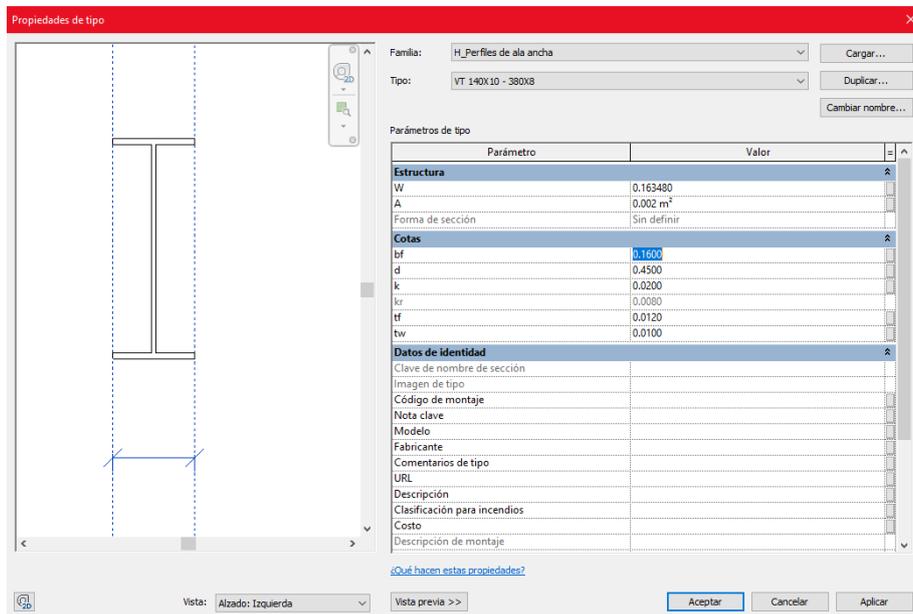
3.6.3 Vigas

Las vigas tipo I de acero estructural han sido modeladas mediante la familia “H-perfiles de ala ancha”, todos los tipos de vigas se indican a continuación:

- VT:160x12 – 450x10 mm
- VT2: 110x6 – 300x4 mm
- VS1: 150x10 – 420x10 mm
- VS2: 110x6 – 300x4 mm
- V1: 100x6 – 2600x6 mm
- V2: 100x6 – 220x3 mm

Figura 57.

Vigas de acero estructural.

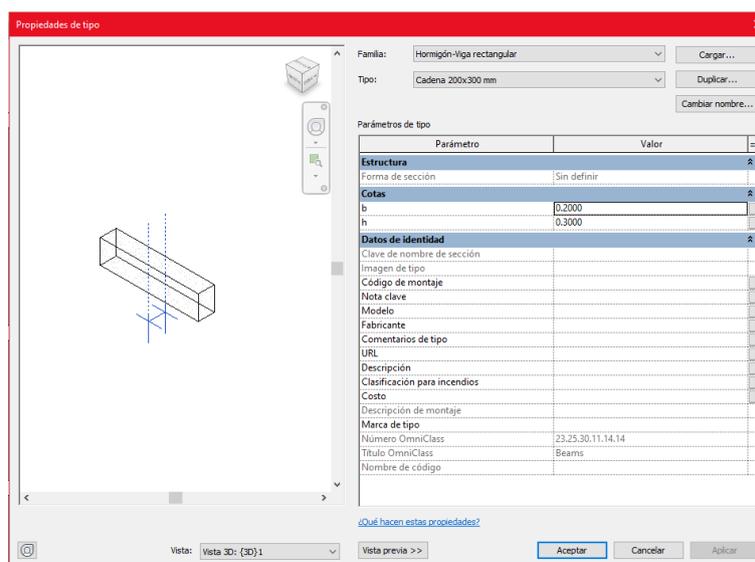


Elaborado por: Los Autores.

Se tiene también las cadenas de amarre mismas que se modelaron con la familia “hormigón viga rectangular”.

Figura 58.

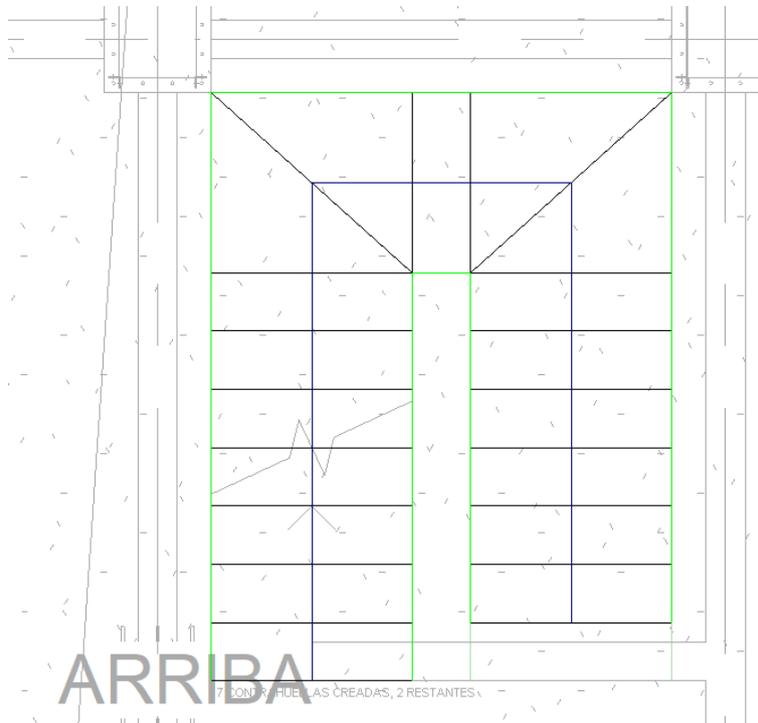
Vigas de cadena de amarre



Elaborado por: Los Autores.

Figura 61.

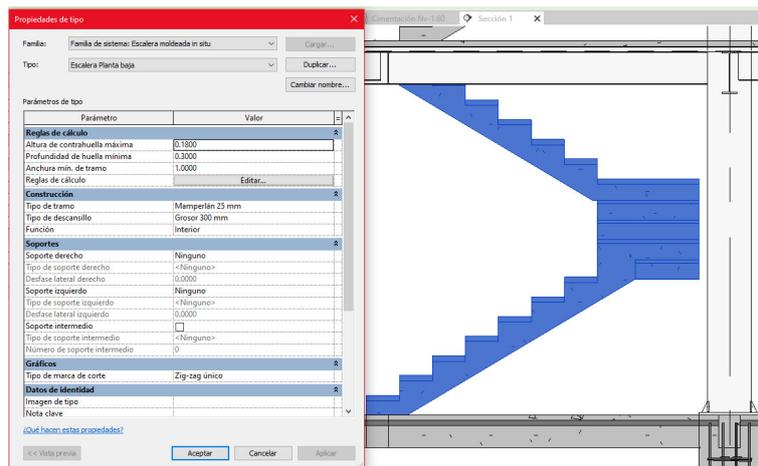
Bosquejo de la escalera a modelar.



Elaborado por: Los Autores.

Figura 62.

Familia de escalera moldeada in situ.

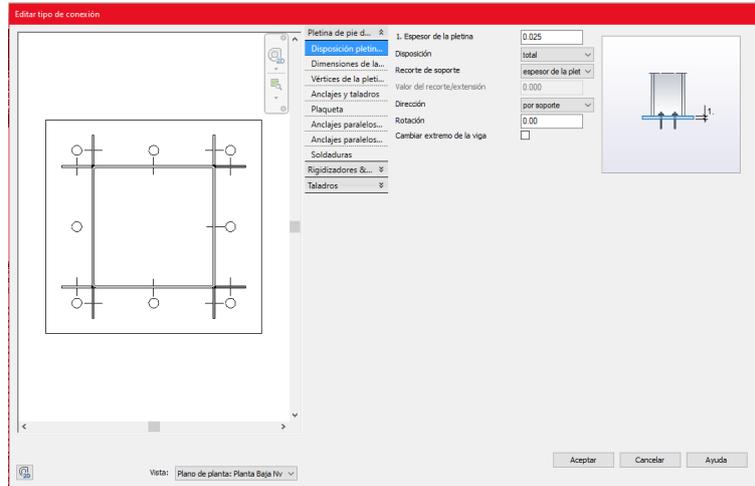


Elaborado por: Los Autores.

3.6.6 Conexiones estructurales

Figura 63.

Placa base tipo 2

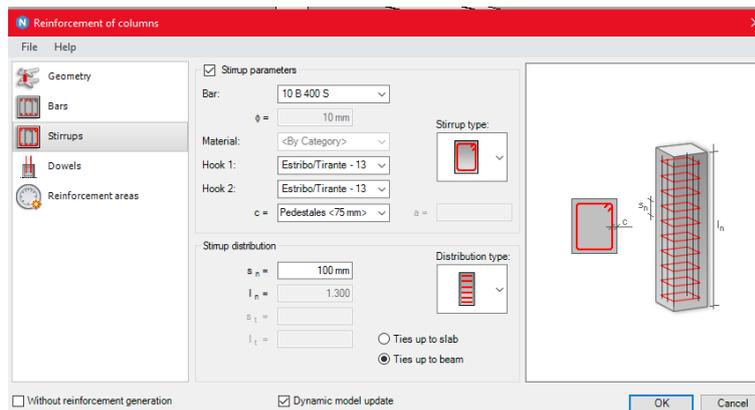


Elaborado por: Los Autores.

3.6.7 Acero de refuerzo

Figura 64.

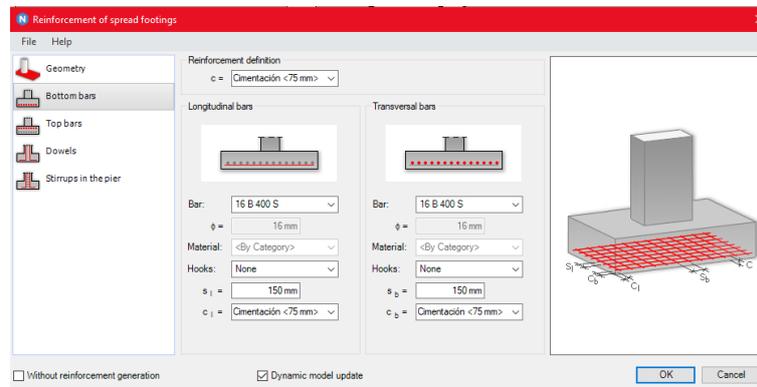
Uso de NaviateRex en armadura de columna



Elaborado por: Los Autores.

Figura 65.

Uso de NaviateRex en armadura de zapata



Elaborado por: Los Autores.

3.7 Cantidades de obra.

Una vez realizado el modelo en Revit, se puede obtener las cantidades de material a utilizar de una forma más exacta pues se evitan errores de copiado e incompatibilidades entre niveles; a continuación, se muestran las tablas resumen de cada elemento modelado. A continuación, se muestra la tabla resumen de las cantidades modeladas.

Tabla 26.

Rubros estructurales del proyecto.

N°	Rubro	Unidad	Cantidad
Hormigones			
1	Hormigón en replantillo $f'c= 180 \text{ Kg/cm}^2$	m3	3.06
2	Hormigón $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ para plintos, incl (encofrado/dsencofrado)	m3	24.21
3	Hormigón $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ para pedestales incl (encofrado/dsencofrado)	m3	27.27
4	Hormigón $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ en cadenas incl (encofrado/dsencofrado)	m3	8.13
5	Hormigón $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ para losas incl (encofrado/dsencofrado)	m3	97.84
6	Contrapiso de hormigon $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$ $e=10\text{cm}$	m2	229.00
Acero			
7	Acero de refuerzo en barras $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1851.15
8	Panel metálico para losa deck $e=0.76 \text{ mm}$	m2	978.00
9	Acero estructural A572 G50	kg	38057.34

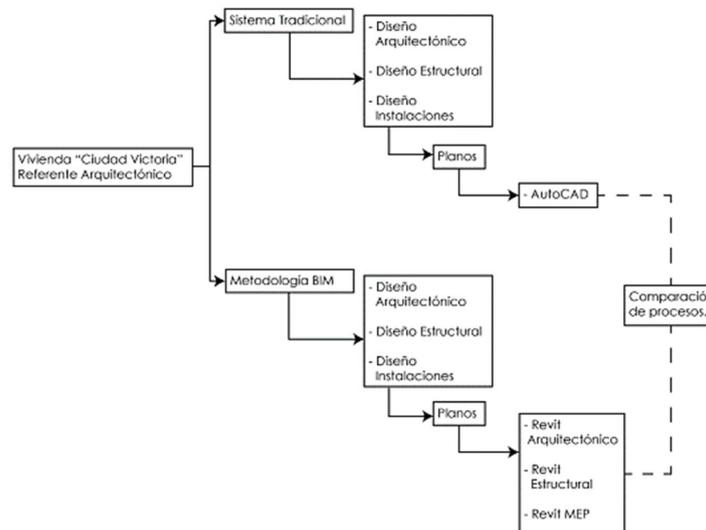
Elaborado por: Los Autores.

3.8 Comparación con el modelo tradicional

En la figura 71, se puede observar el esquema que permite reconocer el proceso de diseño bajo metodología BIM y la metodología tradicional, sirve como referencia para indicar el método de comparación utilizado:

Figura 66.

Proceso de trabajo seguido para ambas metodologías



Fuente: (Quevedo, 2021)

3.8.1 Análisis estructural

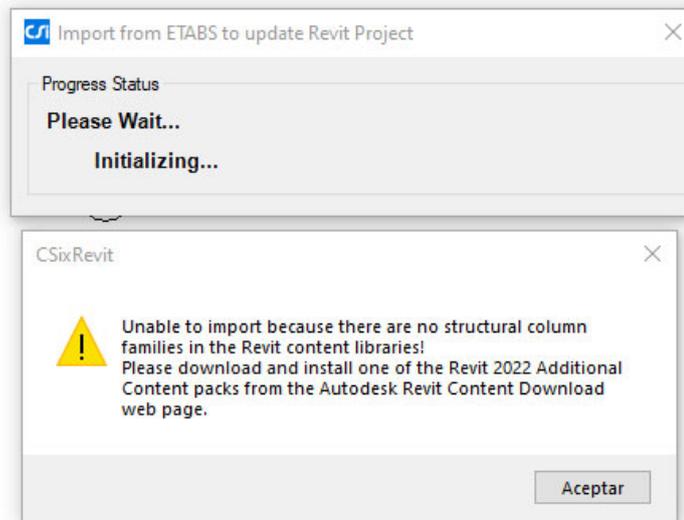
La ventaja más notoria con la metodología BIM fue la interoperabilidad que logra un ahorro de tiempo sustancial al ya tener un modelo previo tanto en la configuración inicial como en el diseño definitivo.

Lamentablemente esta creación de los modelos no se puede mantener vinculada, esto ya que los softwares son de empresas distintas, lo que impide una mejor comunicación, entre el diseñador y el modelador BIM.

Cuando se intenta traspasar de directamente un modelo realizado en Etabs se corre el riesgo de que este no sea reconocido en Revit por la falta de familias, esto se resuelve actualizando las bibliotecas.

Figura 67.

Error por falta de elementos en biblioteca



Elaborado por los Autores.

Una forma de evitar este problema es llevar en un principio el modelado de Revit a Etabs y luego traerlo de regreso a Revit una vez confirmado las dimensiones finales de vigas, columnas y demás elementos estructurales.

Para el caso de vigas secundarias la viga tipo V2 ubicada en el paño del C'B-12, tiene problema de diseño en cuanto a la deflexión máxima admitida por lo que ha sido reemplazada por una viga tipo V1, del mismo modo se reemplazó las vigas tipo VT1 de los paneles centrales por vigas tipo VT.

El periodo calculado de la estructura no supera en 1.3 veces el periodo fundamental teórico indicado por la norma, además se ha de indicar que para llegar al menos al 90% de participación modal se han tenido que revisar 21 modos de vibración.

Para el caso de columnas, ninguna supera una relación de D/C de 0.50 lo que permitiría disminuir las dimensiones sin embargo esto va en detrimento de las derivas máximas admisibles y aumenta el periodo fundamental de la estructura.

3.8.2 Modelamiento estructural

El modelamiento estructural resulta ser mucho más rápido una vez que se ha definido los parámetros iniciales en REVIT, como son las dimensiones de los elementos y sus longitudes,

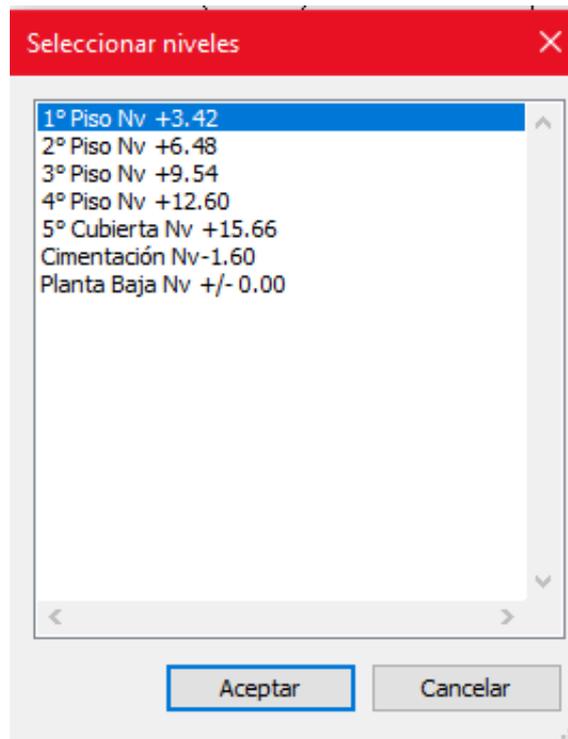
Uno de los aspectos donde Revit tiene ventaja es en la actualización del modelo y la facilidad de replicarlo en otros niveles

Tal como se indica en la figura 73 el poder alinear uno o varios elementos en todos los niveles donde tenga presencia ahorra tiempo y evita problemas de continuidad como se suele dar en el dibujo traccional con AutoCad

Figura 68.

Método de replica de elementos estructurales en otros niveles del proyecto.





Elaborado por los Autores.

En cuanto a volúmenes calculados, se obtuvo para el caso del acero refuerzo se obtuvo un valor de un valor de 1847.57 kg, mientras que el calculado por el método tradicional es de 1912.92 kg.

El acero estructural A572 G50 tiene un valor por la metodología BIM de 83784.71 kg, mientras que con la metodología tradicional el acero colocado es de 41809.69 kg; la tabla 27 indica la diferencia de cantidades existentes en los rubros principales del estudio

Tabla 27.

Diferencias en pesos y áreas

Rubro	Metodología tradicional	Metodología BIM	Diferencia del rubro
Acero de refuerzo en barras fy 4200 kg/cm ²	1912.94 kg	1851.15 kg	61.79 kg
Panel metálico para losa deck e=0.76 mm	1035.80 m ²	978.00 m ²	57.80 m ²
Acero estructural A572 G50	41809.69 kg	83784.71 kg	41,975.02 kg

Elaborado por: Los Autores.

3.9 Presupuesto

El presupuesto para los rubros estructurales se ha estimado en \$341,329.29 como se detalla en la tabla 28 esto a valores actuales del mercado, realizando un análisis de precios unitarios como se indica en el Anexo D

Tabla 28.

Presupuesto de obra actual

N°	Rubro	Unidad	Precio Unitario (Dólares)	Cantidad	Precio total (Dólares)
Hormigones					
1	Hormigón en replantillo f'c= 180 Kg/cm2	m3	162.48	3.06	497.26
2	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para plintos, incl (encofrado/desencofrado)	m3	266.51	24.21	6,451.32
3	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para pedestales incl (encofrado/desencofrado)	m3	273.11	27.27	7,446.93
4	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 en cadenas incl (encofrado/desencofrado)	m3	273.11	8.13	2,220.35
5	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para losas incl (encofrado/desencofrado)	m3	242.25	97.84	23,701.76
6	Contrapiso de hormigón f'c 210 kg/cm2 e=10cm	m2	28.08	229.00	6,430.52
Acero					
5	Acero de refuerzo en barras fy 4200 kg/cm2	kg	2.56	1851.15	4,740.35
6	Panel metálico para losa deck e=0.76 mm	m2	18.66	978.00	18,252.21
7	Acero estructural A572 G50	kg	3.24	83,784.71	271,588.59
				Precio total (Dólares)	341,329.29

Elaborado por los Autores.

CONCLUSIONES

Como parte del diseño estructural se realizó una revisión de la demanda vs. capacidad y deflexiones máximas, evidenciando que tanto vigas y como columnas están por debajo de la capacidad máxima admisible, donde la viga VT ubicada sobre el eje B entre los ejes 2 y 3 tiene una relación D/C 0.724 siendo la más solicitada.

El proyecto original trabaja con columnas de acero con hormigón embebido, para la implementación de la metodología se utilizó columnas de acero sin hormigón embebido, lo que en un inicio aumento los valores de derivas de piso y periodo fundamental de vibración de la estructura, para cumplir con lo establecido en la normativa NEC-15 se tuvo que aumentar las dimensiones de columnas y vigas principales.

En cuanto al modelado, por la metodología tradicional la obtención de los planos finales tardó aproximadamente 34 horas de trabajo, en tanto que por la metodología BIM el modelado inicial tardo 6 horas, mientras que la obtención de los planos finales sumo 25 horas de trabajo adicional dando un total de 31 horas de trabajo, reduciendo las horas de trabajo en 8.82%.

En el caso del área total a colocar del panel metálico también existe una disminución en 57.80 m², respecto al cálculo hecho por la metodología tradicional, lo que significa un ahorro de materiales del 5.58%.

Se mantuvo las dimensiones de las zapatas y el acero de refuerzo para observar la cuantificación del método tradicional y la metodología BIM, obteniendo menor peso por la segunda metodología. Con una reducción de 61.79 kg se tiene un ahorro de 3.23%.

La metodología tradicional involucra una revisión entre lo dibujado y lo planillado que conlleva tiempo, entre más grande el proyecto mayor el tiempo de revisión, el proyecto actual acumuló un total de 2 horas de revisión; la revisión en la metodología BIM involucra la creación

de las tablas de cuantificación, la revisión del proyecto se lo realizó en aproximadamente una hora; es decir un 50% más rápido.

La metodología implementada demostró ciertos errores de traspaso de información entre el software Etabs y Revit, al ser de distintas empresas se tiene que estar constantemente verificando los valores y las dimensiones traspasadas en el proceso de interoperabilidad.

Se trabajo bajo un plan de ejecución BIM que demostró ser valido para tener un flujo de procesos optimo entre un diseñador y un modelador estructural, ya que el proyecto en todo momento mantuvo su configuración geométrica, ahorrando tiempos al momento de obtener los planos finales de trabajo.

Una de las facilidades dadas por la metodología BIM se vió en los cambios de dimensiones y pesos de los elementos estructurales, puesto que solo se requirió modificar las dimensiones del peso por metro lineal de vigas y columnas en las tablas de cuantificación de materiales, esto significó en un ahorro de tiempo de trabajo que se traduce en ahorros de costo de producción o del costo que puede representar un modelador BIM frente a un dibujante tradicional.

RECOMENDACIONES

Uno de los beneficios dentro de esta metodología es que, se puede observar las interferencias entre modelos, y corregirlos antes de que se presenten en la construcción, para ello sería importante introducir también el software Navisworks que tiene mejor respuesta al momento de encontrar incompatibilidades en los modelos de Revit.

Antes de realizar cualquier proceso BIM, se debe revisar y evaluar las capacidades del equipo de trabajo y los requerimientos de medios físicos necesarios para tener un flujo de trabajo ajustado a los estándares BIM y que se pueda adaptar a las necesidades que se vayan presentando

Se debe fomentar la generación de leyes, códigos y manuales que permitan una estandarización del trabajo bajo metodología BIM en todo el Ecuador.

Sería importante llevar La metodología BIM más allá del alcance del proyecto actual, hacia el cálculo del presupuesto y programación de obra a través de software BIM como PRESTO.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC. (22 de junio de 2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction: <https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/historic-standards/a341-10r3w>
- ALACERO. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero versión en español*. Asociación Latinoamericana del Acero.
- AUTODESK. (2018). *Manual de Introducción a BIM para Ingeniería civil*. Autodesk: <https://damassets.autodesk.net/content/dam/autodesk/www/products/bim-360/autodesk-ebook-bim-getting-started-guide-infra-es.pdf>
- BIM Forum Chile. (Abril de 2017). *Guía inicial para implemetar BIM en las organizaciones*. Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción: <https://bimforum.cl/wp-content/uploads/2017/07/Guía-inicial-para-implementar-BIM-en-las-organizaciones-versión-imprenta.pdf>
- Bim Forum Chile*. (12 de Febrero de 2020). Listado de Software 2017: <https://bimforum.cl/download/listado-software-bim-2017/>
- Bonilla, C., y Tapia, J. (marzo de 2010). *Diseño y construcción de una estructura metálica para vivienda distribuida en tres plantas, área total de 321,50m²*. Unviersidad Politécnica Salesiana [Tesis de Grado]: <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/4819>
- Camargo, L., y Guaminga, J. (8 de septiembre de 2019). *Evaluación técnica económica del diseño entre losa nervada y losa con placa colaborante de una estructura de cinco plantas y un subsuelo ubicado en el sector Agua Clara, al norte de la ciudad de Quito*. Universidad Politécnica Salesiana [Tesis de Grado]: <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/17842>
- Cevallos, k. (21 de enero de 2017). *Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero - Concreto)*". Universidad Nacional del Chimborazo [Tesis de Grado]: <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/3725>

- Charpentier, S., y Santander, N. (26 de Agosto de 2020). *Implementación de la metodología BIM en el Centro de Investigaciones ESPE*. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE [Tesis de grado]: <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/22542>
- CSI SPAIN. (10 de junio de 2023). *Interoperabilidad bidireccional con el programa Autodesk Revit*. CSIXRevit: <https://www.csiespana.com/software/15/csixrevit#>
- Dep. Ingeniería e Investigación. (12 de mayo de 2023). *Diseño del sistema compuesto de losa con placa colaborante*. Acero-Deck Placa Colaborante: <https://www.acero-deck.com/disenio>
- ECUADOR ESTRATEGICO. (30 de marzo de 2023). *Memoria Estructural Edificio Plaza Central*. Compraspublica.go.ec: <https://www.google.com/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0CAIQw7AJahcKEwjQubKS25GAAxUAAAAAHQAAAAAQAw&url=https%3A%2F%2Fwww.compraspublicas.gob.ec%2FProcesoContratacion%2Fcompras%2FPC%2FbajarArchivo.cpe%3FArchivo%3DTV0ivbaEKHEHw-st>
- Espinoza, N., y Paredes, V. (20 de junio de 2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de cinco pisos ubicada en la ciudad de Cuenca, Ecuador [Tesis de Grado]*. Universidad del Azuay: <https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/10638/1/16225.pdf>
- GENERAL DE ACEROS CIA:. (03 de junio de 2023). *Acero ASTM A572 Gr50*. Aceros especiales para aplicaciones industriales: https://www.cga.com.co/wp-content/uploads/2020/07/Ficha_Técnica_Aceros_Grado_Estructural_A572.pdf
- Guerra, M. (2015). *Diseño Sismoresistente de Edificios de Acero utilizando Etabs y Nec 15*. Quito: Grupo Gamaprint.
- KUBIEC. (10 de junio de 2023). *Placa Colaborante Kubilosa*. www.kubiec.com
- López, Y. (2015). *Manual Imprescindible Revit 2015*. Madrid: Ediciones Anaya Multimedia.
- Manrique, A. (10 de junio de 2023). *Diseño simplificado en Acero estructural*. <http://www.ingangelmanrique.com/attachments/Diseño-Simplificado-en-Acero-Estructural.pdf>

- McCormac, J., y Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5° ed.). México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Acero*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente*. CAMICOM.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas)*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción- Estructuras de Hormigón Armado*. Ecuador: CAMICON.
- MIDUVI. (Septiembre de 2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Ministro de Economía y Finanzas República del Perú. (Julio de 2021). *Guía Nacional BIM*. Plan BIM Perú: https://www.mef.gob.pe/planbimperu/docs/recursos/guia_nacional_BIM.pdf
- Naranjo, D. (2021). *Implementación de la metodología BIM para la gestión de proyectos de construcción*. Universidad Militar Nueva Granada [Diplomado en Gestión de proyectos para el desarrollo y cooperación Internacional]: <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/40139/NaranjoBejaranoDianaCarolina2021.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- NOVACERO. (20 de junio de 2023). *Estructuras Metálicas y Mixtas*. Novacero: https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/05/NOVACERO-BROCHURE_090719_HR.pdf
- Páez, E., y Páez, C. (29 de enero de 2018). *Determinación de la carga permanente correspondiente a distintos tipos de mamposterías en edificaciones de vivienda*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador : <https://www.revistapuuce.edu.ec/index.php/revpuuce/article/download/133/235/>

- Quevedo, M. (4 de Abril de 2021). *Aplicación de la Metodología Building Information Modeling (BIM), en un uso de estudio de vivienda de interés social que aporte al desarrollo sustentable de la ciudad de Loja*. Universidad Internacion del Ecuador [Tesis de Grado: <https://repositorio.uide.edu.ec/handle/37000/4698>
- Quisiguiña, D., y Buñay, M. (2021). *Aplicación de la metodología bim para la planificación de proyectos de construcción desde la etapa de factibilidad hasta la presentación de documentos al ente de regulación previo a la construcción. Caso de estudio: edificio “Lluma”, ubicado en la ciudad*. Pontificia Universidad católica del Ecuador [Tesis de Grado]: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/19684>
- Ramírez , R. (2022). *Introducción al Modelado BIM en Edificaciones*. Quito: GAR-INGENIRÍA.
- Soto, C., y Manríquez, S. (2023). *Guía básica BIM para funcionarios públicos*. <https://cafscioteca.azurewebsites.net/handle/123456789/2020>
- Trejo, N. (2018). *Estudio de impacto del uso de la metodología BIM en la Planificación y control de proyectos de ingeniería Construcción* . Universidad de Chile [Tesis de Grado]: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/168599>

ANEXOS

Anexo A: entrega de documentación para la realización del proyecto



Cuenca, abril 17 de 2023

MAGISTER

Juan Carpio Sacoto

DIRECTOR DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Su despacho

De mi consideración

Por medio de la presente **Yo, Ricardo Daniel Ramírez Morales, Ingeniero civil y diseñador estructural del proyecto "PAN REAL" para la empresa SAPPHIRA S.A.** me comprometo a entregar la información física o digital para el desarrollo del trabajo de titulación intitulado **"IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) AL DESARROLLO DEL PROYECTO "EDIFICIO PAN REAL" DE LA CIUDAD DE CUENCA"** a desarrollarse por los estudiantes: **Leonel Eduardo López Picón y Anderson Julio Tapia Poveda**), así como financiar el proyecto en caso de implementación.

Atentamente

Ricardo Ramírez

Ingeniero de Proyectos

SAPPHIRA S.A.

Anexo B: Prediseño de los elementos estructurales

Diseño de losa deck

Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-Deck			Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto		
β	0.85	u	n	9.56	u
pb	3.01	%	d	7.5	cm
Assd	9.51	cm ² /m	ycc1	7.21	cm
pcal	1.27	%	yccs	0.29	cm
pcal < pb	Ok		Ic	384.64	cm ⁴
a	2.24	cm ²	Cs	33.00	cm
Mn	2548.77	Kg.m	Wr	15.00	cm
ØMn	2293.89	Kg.m	ycc2	4.44	cm
			yccs	3.06	cm
Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto			Iu	6308.04	cm ²
			yprom	5.83	cm
Msd+	68.21	kg-m	Sic	802.32	cm ³
Msd+	55.66	kg-m	MDsd	54.17	kg-m
Msd-	67.83	kg-m	ML sd	36.60	kg-m
S+	12.43			108.17	
f _t -	545.73	kg/cm	$\left(\frac{ML\ sd + MD\ sd}{Sic} \right) * n * 100 \leq 0.60 * fy$		
f _t - < 0.6*fy	Ok				
				Ok	

Prediseño de vigas principales

VIGA TRABE L1			VIGA TRABE L2		
Lt	7.26		Lt	7.26	m
Num	5.00	u	Num	5.00	u
Eje	CENTRAL		Eje	CENTRAL	
Pi	3.87	t	Pi	3.87	t
Tipo	EMP		Tipo	EMP	
Mu	13.67	t-m	Mu	13.67	t-m
Dimensiones			Dimensiones		
bf	14	SISMICO	bf	14	SISMICO
tf	1	cm	tf	1.0	cm
h	38	SISMICO	h	38	SISMICO
tw	0.8	cm	tw	0.8	cm
Area	56.8	cm ²	Area	56.8	cm ²
Peso	44.59	Kg/m	Peso	44.59	Kg/m
Ix	12696	cm ⁴	Ix	12696	cm ⁴
Zx	777.20	cm ³	Zx	777.20	cm ³
Mr	24.58	t-m	Mr	24.58	t-m
D/C	0.56		D/C	0.56	
OK			OK		
R1	9.69	t	R1	9.69	t
Mpr	42.73	t-m	Mpr	42.73	t-m

Pre diseño de vigas secundarias

Vigas Secundarias L1			Vigas Secundarias L2		
Num	5.00	u	Num	5.00	u
at	1.21	m	at	1.21	m
W	3.89	t	W	3.89	t
Wr	0.84	t/m	Wr	0.84	t/m
Mu	2.25	t-m	Mu	2.25	t-m
Dimensiones			Dimensiones		
bf	10	COMPAC	bf	10	COMPAC
tf	0.6	cm	tf	0.6	cm
h	26	COMPAC	h	26	COMPAC
tw	0.4	cm	tw	0.4	cm
Area	21.92	cm ²	Area	21.92	cm ²
Peso	17.21	Kg/m	Peso	17.21	Kg/m
Ix	2444	cm ⁴	Ix	2444	cm ⁴
Zx	213.90	cm ³	Zx	213.90	cm ³
Mr	6.76	t-m	Mr	6.76	t-m
D/C	0.33		D/C	0.33	
Apoyos	4	NO	Apoyos	4	NO
Lb	92.80	cm	Lb	92.80	cm

Prediseño de columnas

Diseño de Columna					
At	33.58	m2	Atiesadores		
Pu	26.67	t	sentido ancho		
Dimensiones			Num	3	
ancho	42	COMP	I	10	cm
profundidad	42	COMP	e	1	cm
espesor	0.8	cm	Ia	83.33	cm^4
A	251.84	cm2	Imin	3.850	
peso	197.69	kg/m	OK		
Iy	51675	cm4	Atiesadores		
ry	14.32	cm	Sentido ancho		
Zy	2037	cm3	Num	3	
Pr	751.34	t	I	10	
D/C	0.035		e	1	
Mp	141.00	t-m	Ia	83.33	
fy col	3514		Imin	3.850	
E	2100000		OK		
CHEQUEO CF-VD					
Mpcol	282.01	2.27	fc	210	Kg/cm2
Mpvig	124.02		Ac	1512.16	
OK			Ec	182591.35	Kg/cm2
RELLENO DE HORMIGON?			fy	3513.70	kg/cm2
			fym	4585.50	Kg/cm2
NO			E	2100000	Kg/cm2
			Em	2100000	Kg/cm2
			AS	14.3%	OK
			fc	210	OK
			emin	1.0	NO

Anexo C: Análisis de precios unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 1			UNIDAD:	m3
RUBRO:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para plintos, incl (encofrado/dsencofrado)				
DETALLE:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para plintos, incl (encofrado/dsencofrado)				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.05	0.15	0.05	6.60
Bomba de Hormigón	1.00	11.40	11.40	0.98	11.17
Vibrador	1.00	2.34	2.34	0.98	2.29
				SUBTOTAL	20.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	1.00	4.55	4.55	1.0000	4.55
Albañil	2.00	4.10	8.20	1.0000	8.20
Peón	6.00	4.05	24.30	1.1000	26.73
Carpintero	1.00	4.10	4.10	1.1000	4.51
				SUBTOTAL	43.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Desmoldante de encofrados	L	1.00	8.98	8.98	
Hormigon premezclado f'c 210 kg/cm2	M3	1.05	91.93	96.53	
Tabla de encofrado e=0.3cm	U	6.00	3.36	20.16	
Cuartón de madera 10x10 cm	M	2.52	12.35	31.12	
Clavos 2" (2x12)	KG	0.76	1.64	1.25	
				SUBTOTAL	158.03
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
TOTAL COSTO DIRECTO					222.09
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				20.00%	266.51
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:				266.51	
VALOR OFERTADO:				266.51	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 2	UNIDAD:	m ³		
RUBRO:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm ² para pedestales incl (encofrado/dsencofrado)				
DETALLE:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm ² para pedestales incl (encofrado/dsencofrado)				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.05	0.15	0.05	6.60
Bomba de Hormigón	1.00	11.40	11.40	0.98	11.17
Vibrador	1.00	2.34	2.34	0.98	2.29
				SUBTOTAL	20.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	1.00	4.55	4.55	1.0000	4.55
Albañil	2.00	4.10	8.20	1.0000	8.20
Peón	6.00	4.05	24.30	1.1000	26.73
Carpintero	1.00	4.10	4.10	1.1000	4.51
				SUBTOTAL	43.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c 210 kg/cm ²	M3	1.05	91.93	96.53	
Desmoldante de encofrados	L	1.00	8.98	8.98	
Tabla de encofrado e=0.3cm	U	6.00	3.36	20.16	
Pingo de eucalipto d=10cm (4 a 7) m	M	5.00	1.10	5.50	
Cuartón de madera 10x10 cm	M	2.52	12.35	31.12	
Clavos 2" (2x12)	KG	0.76	1.64	1.25	
				SUBTOTAL	163.53
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
TOTAL COSTO DIRECTO					227.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				20.00%	273.11
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					273.11
VALOR OFERTADO:					273.11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 3			UNIDAD:	m3
RUBRO:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 en cadenas incl (encofrado/dsencofrado)				
DETALLE:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 en cadenas incl (encofrado/dsencofrado)				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.05	0.15	0.05	6.60
Bomba de Hormigón	1.00	11.40	11.40	0.98	11.17
Vibrador	1.00	2.34	2.34	0.98	2.29
				SUBTOTAL	20.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	1.00	4.55	4.55	1.0000	4.55
Albañil	2.00	4.10	8.20	1.0000	8.20
Peón	6.00	4.05	24.30	1.1000	26.73
Carpintero	1.00	4.10	4.10	1.1000	4.51
				SUBTOTAL	43.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c 210 kg/cm2	M3	1.05	91.93	96.53	
Desmoldante de encofrados	L	1.00	8.98	8.98	
Tabla de encofrado e=0.3cm	U	6.00	3.36	20.16	
Píngo de eucalipto d=10cm (4 a 7) m	M	5.00	1.10	5.50	
Cuartón de madera 10x10 cm	M	2.52	12.35	31.12	
Clavos 2" (2x12)	KG	0.76	1.64	1.25	
				SUBTOTAL	163.53
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
TOTAL COSTO DIRECTO					227.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				20.00%	273.11
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					273.11
VALOR OFERTADO:					273.11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 4	UNIDAD:	m3		
RUBRO:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para losas incl (encofrado/dsencofrado)				
DETALLE:	Hormigón f'c= 210 Kg/cm2 para losas incl (encofrado/dsencofrado)				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.05	0.15	0.05	6.60
Bomba de Hormigón	1.00	11.40	11.40	0.98	11.17
Vibrador	1.00	2.34	2.34	0.98	2.29
				SUBTOTAL	20.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	1.00	4.55	4.55	1.0000	4.55
Albañil	2.00	4.10	8.20	1.0000	8.20
Peón	6.00	4.05	24.30	1.1000	26.73
Carpintero	1.00	4.10	4.10	1.1000	4.51
				SUBTOTAL	43.99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c 210 kg/cm2	M3	1.05	91.93	96.53	
Desmoldante de encofrados	L	1.00	8.98	8.98	
Tabla de encofrado e=0.3cm	U	3.00	3.36	10.08	
Píngo de eucalipto d=10cm (4 a 7) m	M	3.00	1.10	3.30	
Cuartón de madera 10x10 cm	M	1.50	12.35	18.53	
Clavos 2" (2x12)	KG	0.25	1.64	0.41	
				SUBTOTAL	137.82
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
TOTAL COSTO DIRECTO					201.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				20.00%	242.25
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					242.25
VALOR OFERTADO:					242.25

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 5	UNIDAD:	m3		
RUBRO:	Hormigón en replantillo f'c= 180 Kg/cm2				
DETALLE:	Hormigón en replantillo f'c= 180 Kg/cm2				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5% M.O.)	2.00	0.05	0.10	0.0520	3.95
Bomba de Hormigón	1.00	11.40	11.40	0.98	11.17
				SUBTOTAL	15.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	1.00	4.55	4.55	1.0000	4.55
Albañil	2.00	4.10	8.20	1.0000	8.20
Peón	6.00	4.05	24.30	1.1000	26.73
				SUBTOTAL	39.48
MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigón simple f'c 180 kg/cm2	m3	1.05	76.95	80.7975	
				SUBTOTAL	80.80
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
		TOTAL COSTO DIRECTO			135.40
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			20.00%
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			162.48
		VALOR OFERTADO:			162.48

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 6	UNIDAD:	m2		
RUBRO:	Contrapiso de hormigón f'c 210 kg/cm2 e=10cm				
DETALLE:	Contrapiso de hormigón f'c 210 kg/cm2 e=10cm				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5% M.O.)	2.00	0.05	0.10	0.0520	0.66
Bomba de Hormigón	0.10	11.40	1.14	0.25	0.28
vibrador a gasolina	0.10	2.34	0.23	0.25	0.06
				SUBTOTAL	1.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	0.50	4.55	2.28	0.2470	0.56
Albañil	2.00	4.10	8.20	0.2470	2.03
Peón	4.00	4.05	16.20	0.2470	4.00
				SUBTOTAL	6.59
MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigón simple f'c 210 kg/cm2	m3	0.12	88.16	10.5792	
Polietileno negro	m2	1.15	1.15	1.3225	
Malla electrosoldada 4-10 (2.4x6.25m)	m2	0.08	48.9	3.912	
				SUBTOTAL	15.81
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
		TOTAL COSTO DIRECTO			23.40
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			20.00%
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			28.08
		VALOR OFERTADO:			28.08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 7	UNIDAD:	kg		
RUBRO:	Acero de refuerzo en barras fy 4200 kg/cm2				
DETALLE:	Acero de refuerzo en barras fy 4200 kg/cm2				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5% M.O.)	2.00	0.05	0.10	0.0520	0.04
Cizalla	1.00	1.75	1.75	0.04	0.06
				SUBTOTAL	0.11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	0.10	4.55	0.46	0.0350	0.02
Fierrero	1.00	4.10	4.10	0.0350	0.14
Peón	2.00	4.05	8.10	0.0350	0.28
				SUBTOTAL	0.44
MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado No 15	kg	0.15	1.82	0.273	
Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	1.05	1.25	1.3125	
				SUBTOTAL	1.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
		TOTAL COSTO DIRECTO			2.13
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			20.00%
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.56
		VALOR OFERTADO:			2.56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 8	UNIDAD:	kg		
RUBRO:	Panel metálico para losa deck e=0.76 mm				
DETALLE:	Panel metálico para losa deck e=0.76 mm				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5% M.O.)	2.00	0.05	0.10	0.0520	0.25
puntales	0.50	0.80	0.40	0.12	0.05
				SUBTOTAL	0.30
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	0.10	4.55	0.46	0.1500	0.07
Albañil	1.00	4.10	4.10	0.1500	0.62
Peón	3.00	4.05	12.15	0.1500	1.82
				SUBTOTAL	2.51
MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Panel colaborante e=0.76mm a. util =1.07 m	m2	1	12.75	12.75	
				SUBTOTAL	12.75
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
				TOTAL COSTO DIRECTO	
					15.55
				INDIRECTOS Y UTILIDADES:	20.00%
					18.66
				OTROS INDIRECTOS:	
				COSTO TOTAL DEL RUBRO:	18.66
				VALOR OFERTADO:	18.66

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Implementación de la metodología building information modeling (BIM) al desarrollo del proyecto "EDIFICIO PAN REAL" de la ciudad de Cuenca				
CÓDIGO:	H.A. 9	UNIDAD:	kg		
RUBRO:	Acero estructural A572 G50				
DETALLE:	Acero estructural A572 G50				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5% M.O.)	2.00	0.05	0.10	0.0520	0.08
Compresor 10 HP	0.10	1.75	0.18	0.05	0.01
Moladora de disco	1.00	1.75	1.75	0.05	0.09
Soldadora MIG 300A	1.00	2.25	2.25	0.05	0.11
				SUBTOTAL	0.29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector de obra	0.10	4.55	0.46	0.0490	0.02
Maestro de montaje	1.00	4.10	4.10	0.0490	0.20
Ayudante	2.00	4.05	8.10	0.0490	0.40
Soldador calificado	1.00	4.25	4.25	0.0490	0.21
				SUBTOTAL	0.83
MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado No 15	kg	0.15	1.82	0.273	
Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm2	kg	1.05	1.25	1.3125	
				SUBTOTAL	1.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
		A	B	C = A x B	
				SUBTOTAL	0.00
		TOTAL COSTO DIRECTO			2.70
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			20.00%
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			3.24
		VALOR OFERTADO:			3.24

Anexo D: analisis con precios de oferta

	Cantidad CAD	Cantidad BIM	Valor ofertado	Costo CAD	Costo BIM	Diferencia del rubro	Diferencia de costo
Acero de refuerzo en barras fy 4200 kg/cm2	1912.94	1851.15	3.00	5738.82	5553.441	61.79	185.38
Panel metálico para losa deck e=0.76 mm	1035.80	978.00	16.00	3107.4	2934	57.80	173.40
Acero estructural A572 G50	41809.69	40948.31	2.05	125429.057	122844.93	861.38	2584.13
						Ahorro total	2942.91



Quito, 10 de julio de 2023

PROYECTO PAN REAL - CUENCA"

ANTECEDENTES

El proyecto "PAN REAL" que se proyecta construir en el terreno, propiedad del Sr. Hugo Apolo. Ubicado en la ciudad de Cuenca, calle Enrique Guillermo Romero, manzana 40, está constituido de estructura de 5 plantas para residencia.

La estructura de la edificación tiene el sistema de Pórticos sismo resistentes de Acero estructural con sistema de piso constituido por una losa metálica con placa colaborante Deck.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL PROYECTO

Estudios de Suelo

El sitio donde se implantará el proyecto en la ciudad de Cuenca, presenta los siguientes valores característicos:

Zona sísmica	Caracterización	Tipo de Suelo	Capacidad portante del suelo	Nivel de cimentación
II	Alta	D	20 T/m ²	1.60 m desde nivel de piso terminado

Recomendación de la cimentación:

Plintos aislados.

Estructura

Vigas tipo I soldadas de acuerdo a norma AWS D1.1

Columnas tipo O soldadas de acuerdo a norma AWS D1.1

Placa colaborante: $e=0.76$ mm bajo diseño de la empresa proveedora.

Cimentación: Plintos aislados de acuerdo a planos entregados.

Diseño

EL diseño estructural de la edificación se realiza siguiendo los parámetros normativos del Ecuador y norma internacional aplicable al proyecto:

- NEC SE HM 2015 Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC SE DS 2015 Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- ACI -318 14 American Concrete Institute.
- NEC SE AC 2015 Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- AISC 360-10 American Institute of Steel Construction.
- AWS D1.1 Código de Soldadura Estructural.

Materiales

Hormigón simple de resistencia: $f'c=210$ kg/cm²

Acero estructural A572 G50 $F_y=3514$ kg/cm²

Acero de refuerzo: $F_y=4200$ kg/cm²

Estudios previos

Levantamiento topográfico del terreno

Planos y memoria arquitectónica del proyecto

Estudio de suelos en el terreno.

PLANOS

Los dibujos y planos realizados son suministrados únicos para el desarrollo del proyecto y la fabricación de los elementos estructurales en taller, estos no serán utilizados o reproducidos de cualquier otra manera o lugar.

FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

El Acero Estructural debe ser detallado, fabricado y montado en concordancia con:

ANSI/AISC 341-10 provisiones sísmicas para edificios de acero.

ANSI/AISC 360-10 especificaciones para construcción de edificios de acero.

Todo el Acero Estructural debe estar en conformidad con la ASTM A572-50 para columnas y vigas.

SOLDADURA:

Todas las soldaduras deben estar en conformidad con el código para soldaduras de acero (AWS D1.1) de la sociedad americana de soldadura con electrodos E70XX. Ver especificaciones.

Usar proceso SMAW, GMAW, FCAW y SAW electrodo E70XX o mayor según AWS D1.1

- Penetración total en conexiones (Columna -Viga Viga-Viga)
- Penetración total en conexiones (Placa Base-Columna)
- Penetración parcial en uniones de placas para formar columnas y vigas fabricadas.
- Soldaduras no especificadas usar código AWS D1.1 todas las vigas deben tener

conectores de corte espaciados como se indica en los detalles o conectores NELSON

STUDS equivalentes.

- Los planos de taller deben ser sometidos al ingeniero estructural para su aprobación

antes de fabricar.

Los detalles de fabricación, corte y montaje constan en los planos de taller y deberán ser sometidos a la aprobación del ingeniero diseñador y la Fiscalización previa fabricación y montaje.

El Steel Panel debe ser del tipo y calibre especificado en los planos. El Steel Panel y todos los accesorios deben ser formados de hojas de acero de mínimo 260 Mpa y conforme ASTM A 446 grado a. El Acero debe tener un metal de protección recubrimiento de zinc conforme A 6-90 recubrimiento, las planchas deben cubrir luces sobre tres vigas o más.

Mínimo soporte del Steel Panel debe ser mínimo 50mm. Las hojas deben adjuntarse a todos los soportes miembros de acero por fijaciones mecánicas como se indica en los planos en concordancia con las recomendaciones del fabricante en la terminación del montaje.

Suministrar apuntalamiento temporal del Steel Deck antes de fundir las losas.

Conectores de corte debe ser de cabeza granular relleno de fundente o un equivalente y debe ser hecho de C-1015 acero rolado al frío y debe estar conforme a la ASTM 108, grados 1015-1020 con un mínimo de

esfuerzo de tensión de 420 Mpa. La inspección de soldadura de los conectores y pruebas debe estar en conformidad con la AWS D1.1

Ver planos de detalle de translucidos para aberturas de Steel Panel. Ver planos arquitectónicos, etc., para dimensiones y ubicación de estas áreas.

El contratista debe someter los planos de taller antes de la fabricación y montaje, para aprobación, incluye certificado de molino, plano de montaje los planos de taller deben ser sellados y firmados por el ingeniero calculista.

Todas las superficies de la estructura de acero embebidos en concreto N Longitudes de soldaduras llamados en los planos son longitudes efectivas requeridas deben estar pintadas.

Pruebas de soldadura e inspecciones - ver especificaciones AWS D1.1

NOTA:

El contratista verificará todos los niveles, dimensiones y condiciones del sitio al comienzo del trabajo.

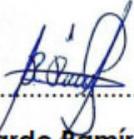
Cualquier diferencia errores y omisiones etc, en los planos serán notificados al ingeniero antes del comienzo de cualquier trabajo para que puedan hacerse las correcciones por cualquier razón.

Si no se notifica al ingeniero el contratista será responsable.

Todos los diseños y copias emitidas por "el Ing. Ricardo Ramírez" son propiedad privada, y no puede usarse o reproducirse de cualquier otra manera o lugar.

En ningún momento debe El Contratista utilizar para la construcción cualquier plano a menos que firme y selle el "Ing. Ricardo Ramírez".

Atentamente



Ricardo Ramírez

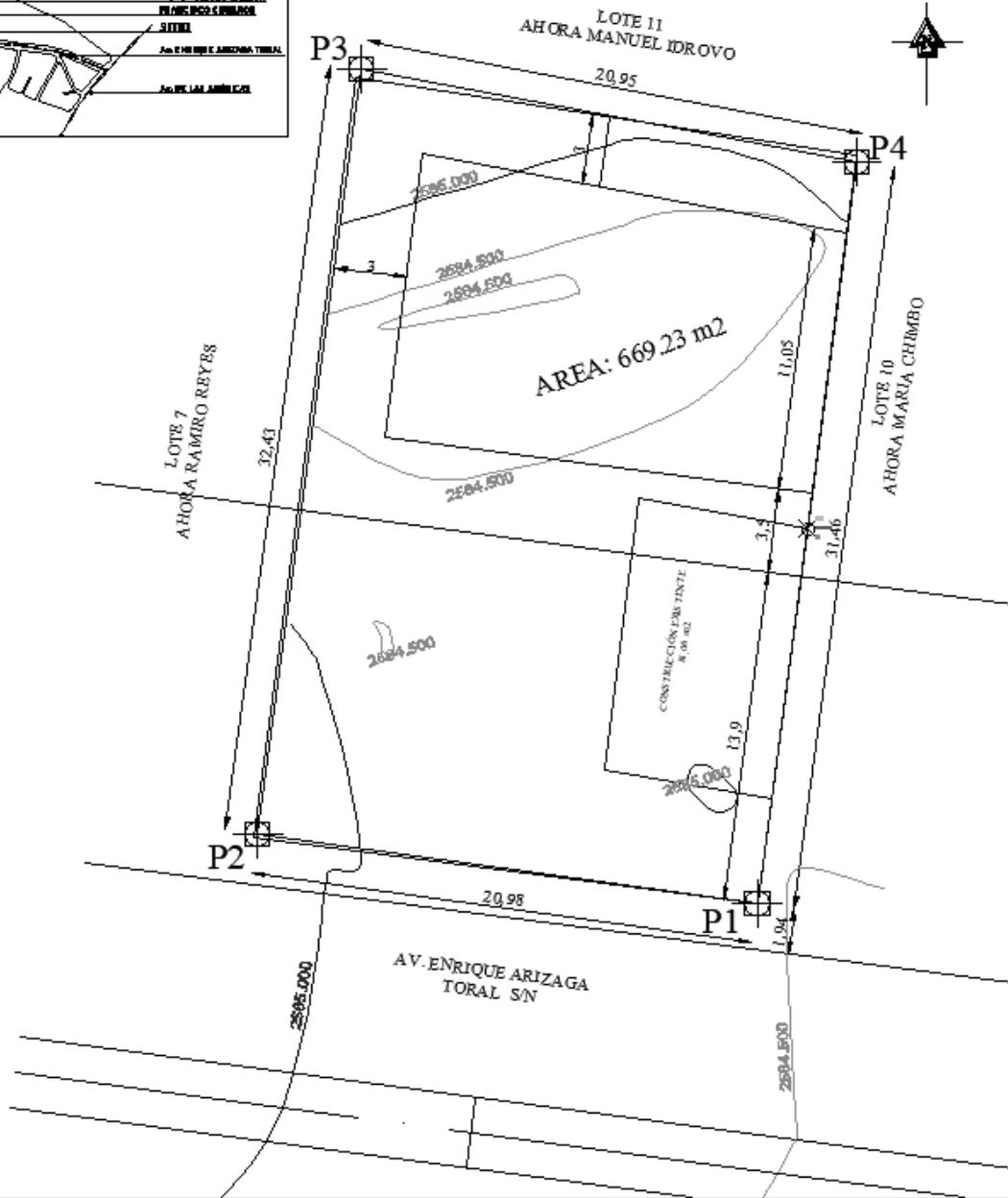
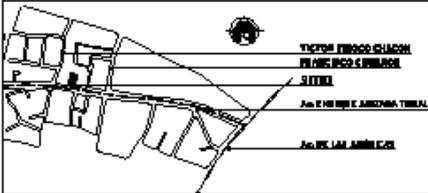
Ingeniero de Proyectos

SAPPHIRA S.A.

TERRENO DEL SR: HUGO GUILLERMO APOLO ROMERO

PROVINCIA: AZUAY	CANTÓN: CUENCA	PARROQUIA: SUCRE	SECTOR: MEDIO EJIDO
ÁREA: 699.23	ALTITUD: 2585.24 m.s.m.	ESCALA: 1:250	FECHA: 06 enero 2022

CRUQUIS DE UBICACIÓN



CUADRO DE LINDERACIÓN

FECHA DE ESCRITURA	FECHA DE INSCRIPCIÓN	Nº DE TRÁMITE									
		ACTUAR									

NORTE: CON LOTE 11 MANUEL IDROVO DESDE P3 A P4 EN 20.95m
 SUR: CON AV. ENRIQUE ARIZAGA TORAL DESDE P1 A P2 EN 20.98m
 ESTE: CON LOTE 10 MARÍA CHIMBO DESDE P1 A P4 EN 31.46m
 OESTE: CON LOTE 7 RAMIRO REYES DESDE P2 A P3 EN 32.43m

ESPACIO DE USO EXCLUSIVO DEL SAO MUNICIPAL DE CUENCA - DIRECCION DE CONTROL MUNICIPAL

SISTEMA DE COORDENADAS UTM		
PTS	X	Y
P1	718515.7828	6078954.3370
P2	718515.8685	6078951.8785
P3	718517.3127	6078958.4228
P4	718517.8807	6078955.8182

PROFESIONAL RESPONSABLE

 ARG. PATRICIA ESPINOZA
 C.O.B.A.E.C.: 1695-08-882040
 Registro Municipal: 3387
 Cédula: 0871041823
 Correo: patriciaespinoza@gmail.com

PRESUPUESTO

El presupuesto para la realización del presente proyecto de titulación se indica en la tabla 27, en las que hay que destacar que se ha cumplido a cabalidad.

Tabla 29.

Presupuesto del proyecto técnico

DESCRIPCIÓN	DETALLE	CANTIDAD	TOTAL
Visitas técnicas	30	2	60.00
Licencia Autodesk Dos (Año)	480	1	480.00
Impresiones	100	1	100.00
Materiales de oficina	100	1	100.00
Tutor	10	48	4800.00
Autor 1	3	240	720.00
Autor 2	3	240	720.00
Presupuesto total			\$6980.00

Elaborado por los Autores.

CRONOGRAMA Y ACTIVIDADES

El cronograma con el total de las actividades realizadas para el presente proyecto de titulación se indica en la tabla 26, en las que hay que destacar que se ha cumplido a cabalidad.

Tabla 30.

Cronograma de actividades

N°	Actividades	Duración en meses																Horas
		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				
		Duración en semanas																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
	Duración en semanas																	
1	Selección del tema de estudio	X																10
2	Elaboración del plan de estudio	X																10
3	Correcciones al plan de estudio		X															10
4	Aprobación del plan			X														10
5	Recopilación de Información				X													40
6	Visita al lugar del proyecto.					X												20
7	Elaboración de Modelo tridimensional utilizando Revit						X	X	X									40
8	Correcciones según el modelo CAD y visitas de campo									X	X							40
9	Elaboración de planos estructurales											X						10
10	Elaboración del Informe del Trabajo de Titulación												X	X	X			40
11	Presentación y Revisión del Estudio Técnico																	8
12	Defensa del Estudio Técnico																X	2
Total, de horas empleadas																	240	

Elaborado por los Autores.

ANEXOS DE COMPROBACIÓN DE CÁLCULOS

Comprobación Vigas

DATOS DE ENTRADA PISO 2			
E=	2100000	kg/cm ²	
fy=	3514	kg/cm ²	
c=	1		
Datos de la vigueta			
Lviguetas	600	cm	6 m
Longitud no arriostrada			
Lb=	460	cm	4,6 m
d=	27	cm	0,27 m
bf=	13	cm	0,13 m
tf=	1	cm	0,01 m
tw=	0,7	cm	0,007 m
SECCIÓN COMPACTA			
El patin es compacto $\frac{bf}{tf} < 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
6,5	<	9,28950056	
PATÍN COMPACTO			
El alma es compacta si $\frac{d-tf-tf}{tw} < 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
35,7142857	<	91,9171635	
ALMA COMPACTA			
SOLUCIÓN			
$A := bf \cdot tf \cdot 2 + (d - 2 \cdot tf) \cdot tw$	A=	43,50	cm ²
$I_y := \frac{tf \cdot bf^3}{12} \cdot 2 + (d - 2 \cdot tf) \cdot \frac{tw^3}{12}$	Iy=	366,88	cm ⁴
$ry := \sqrt{\frac{I_y}{A}}$	ry=	2,90	cm

$I_x := \frac{bf \cdot tf^3}{12} \cdot 2 + \frac{tw \cdot (d - 2 \cdot tf)^3}{12} + bf \cdot tf \cdot \left(\frac{d - tf}{2}\right)^2 \cdot 2$	Ix=	5307,63	cm ⁴	
$S_x := \frac{I_x}{x}$	Sx=	393,16	cm ³	
$h_o := d - tf$	ho=	26,00	cm	
$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4}$	Cw=	62002,93	cm	
$J := \frac{1}{3} \cdot bf \cdot tf^3 + \frac{1}{3} \cdot bf \cdot tf^3 + \frac{1}{3} \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw^3$	J=	11,53	cm ⁴	
$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}}$	r _{ts} =	3,48298179	cm	
$L_p := 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	L _p =	124,950951	cm	
$L_r := 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}$	L _r =	383,522324	cm	
$Z := bf \cdot tf \cdot (d - tf) + tw \cdot \left(\frac{d - tf}{2}\right)^2$	Z=	447,375	cm ³	
$M_p := Z \cdot F_y$	M _p =	1572075,75	kg/cm	
		1414868,18	14,1486818 Ton/m	
MA L/4=	0,75	MA=	805747,5	kg/m
MB L/2=	2,3	MB=	864135	kg/m
MC 3L/4=	3,45	MC=	805747,5	kg/m
Mmax :=		Mmax=	864135	kg/m

mmax-150/4

mmax

$C_b := \frac{12,5 \cdot M_{max}}{2,5 \cdot M_{max} + 3 \cdot MA + 4 \cdot MB + 3 \cdot MC}$	C _b =	1,0335
PANDEO TORSIONAL INELASTICO L_p<L_b<L_r CUMPLE		
	M _n =	814569,975
$\frac{M_n}{M_p}$	M _n /M _p =	0,51814932
Se obtiene el ETABS	Mu=	864135
		8,64135
	DCR=	1,179
PANDEO TORSIONAL ELASTICO L_b>L_r CUMPLE		
$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{(L_b)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078 \cdot \left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right) \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$	F _{cr} =	1954,89227
$M_{n1} := F_{cr} \cdot S_x$	M _n =	768580,377
$DCR1 := \frac{M_u}{\phi \cdot M_{n1}}$	DCR=	1,24925125
ESTADO DE FLUENCIA CUMPLE		
M _n =M _p	DCR =	0,611
		$\frac{M_u}{0,9 \cdot M_p}$

Comprobación Columnas

COMPRESION	
L =	350.00 cm
r =	3.75 cm
f _y =	3515 kg/cm ²
A _g =	6.61 cm ²
K =	0.70 Empotrada - apoyada
Esbeltez =	65.361
E =	2000000 kg/cm ²
4.71raiz(E/F)	112.35
F _e =	4620.603 kg/cm ²
F _{cr} =	2556.50 kg/cm ²
P _n =	16897.4322 kg
F _i P _n =	15207.689 cumple
DCR =	0.410 cumple
P _u =	6228 kg



SECCIÓN	
b =	9 cm
t =	0.18 cm
h =	9 cm
A _g =	6.61 cm ²
I _x =	92.87 cm ⁴
I _y =	92.87 cm ⁴
r _x =	3.75 cm
r _y =	3.75 cm

Seccion	Tubular cuadrada	IPAC	P _r	P _c	USAR H1 - 1a
135x6					

(a) When $\frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(H1-1a)}$$

(b) When $\frac{P_u}{P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(H1-1b)}$$

$\frac{b}{t}$	8.64	SECCION COMPACTA
$\frac{h}{t}$	8.64	SECCION COMPACTA

Z _x =	21 cm ³
Z _y =	21 cm ³
M _{rx} =	75260.07 kg-cm
M _{cx} =	48136.41 kg-cm
M _{ry} =	18320.57 kg-cm
M _{cy} =	48115.4363 kg-cm
DCR =	2.36

$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$	0
0.63	
73815	

6 Walls of rectangular HSS

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

19 Webs of rectangular HSS and box sections

$$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	33.394917
$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	57.7254994