



UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**ANÁLISIS Y PROPUESTA ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DEL EDIFICIO ECU
911 UBICADO EN EL SECTOR EL PALMAR DE MANTA – ECUADOR**

Tesis para optar por el título de INGENIERO CIVIL, presentado por:

Menéndez Espinal Cristhian Washington

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Ángel Abel Zambrano Mejía

Manta – Manabí - Ecuador

2024

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante Menéndez Espinal Cristhian Washington, legalmente matriculada en la carrera de Ingeniería Civil, periodo académico 2018 (2) - 2024 (2), cumpliendo el total de 192 horas, cuyo tema del proyecto es "ANÁLISIS Y PROPUESTA ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DEL EDIFICIO ECU 911 UBICADO EN EL SECTOR EL PALMAR DE MANTA – ECUADOR".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 06 de enero de 2025.

Lo certifico,



Ing. Abel Zambrano Mejía, MSc.

Docente Tutor
Área: Estructuras

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Técnico, titulado: “ANÁLISIS Y PROPUESTA ESTRUCTURAL DEL PROYETO DEL EDIFICIO ECU 911 UBICADO EN EL SECTOR EL PALMAR DE MANTA - ECUADOR” elaborado por el egresado: MENÉNDEZ ESPINAL CRISTHIAN WASHINGTON de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERO CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Ing. Dolly Delgado Toala
Miembro del tribunal

Ing. Darío Páez Cornejo
Miembro del tribunal

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Cristhian Washington Menéndez Espinal, egresado de la facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura, de la carrera De Ingeniería Civil, de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” De Manabí, declaro que es de mi autoría el siguiente trabajo de titulación: Análisis Y Propuesta Estructural Del Proyecto Del Edificio Ecu 911 Ubicado En El Sector El Palmar De Manta – Ecuador, con la modalidad “Proyecto Técnico”, siendo el Ingeniero Ángel Abel Zambrano Mejía tutor de este trabajo. La propiedad intelectual de este proyecto corresponde a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” De Manabí.

Se cita debidamente conceptos de diferentes autores, además se presentan las referencias bibliográficas. El análisis de los resultados y las condiciones presentadas son de exclusiva responsabilidad del autor sujeto a la información obtenida.



Egdo. Cristhian Washington Menéndez Espinal
1313596122

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico de manera especial a Dios, por darme fuerzas y voluntad en
conseguir mis metas.

A mis padres, por ser incondicionales y mis principales ejemplos de superación.

A mis hermanos, cuñadas, sobrinas y sobrino, por la motivación creada con ellos.

A Karlita por apoyarme y motivarme en momentos difíciles.

A mis amistades que compartieron conmigo el sueño y objetivo de superación y logro
profesional.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por las bendiciones en este proceso.

A mi familia por el apoyo incondicional que me han otorgado.

A mi tutor por las recomendaciones y guías dadas.

Reconozco y doy gracias a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, a todos los docentes que impartieron sus conocimientos durante la carrera, a mis amigos y compañeros.

ÍNDICE	
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	2
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR	3
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	4
DEDICATORIA.....	5
AGRADECIMIENTOS	6
ÍNDICE DE FIGURAS	9
ÍNDICE DE TABLAS	11
RESUMEN	12
ABSTRACT	13
1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 Título.....	15
1.2 Antecedentes.....	15
1.3 Justificación	16
1.4 Propuesta.....	16
1.5 Objetivos.....	17
1.5.1 Objetivo General.....	17
1.5.2 Objetivos Específicos	17
2. CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	18
2.1 Localización.....	18
2.2 Suelo	19
2.3 Normativa	20
2.4 Parámetros Sísmicos.....	21
2.5 Cargas Vivas	22
2.6 Cargas Muertas	22
2.7 Combinaciones de Carga.....	22
2.8 Coeficiente de Importancia.....	24
2.9 Zonificación sísmica	24
2.10 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	25
2.11 Sistemas Estructurales Dúctiles.....	26
2.12 Pórticos Intermedios a momento – IMF	26
2.13 Método de análisis de la estructura.....	26
2.14 Método de diseño de estructuras metálicas.	27
2.15 Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)	27
2.16 GEO5	27

3.	CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	28
3.1	Metodología.....	28
3.2	Detalles y Planos Arquitectónicos.	28
3.3	Cargas muertas y cargas vivas	35
3.4	Prediseño de elementos estructurales metálicos	35
3.4.1	Prediseño de losa Deck.....	35
3.4.2	Prediseño de vigas metálicas IPE	35
3.4.3	Prediseño de columna metálica	36
3.5	Prediseño de elementos estructurales de hormigón.....	37
3.5.1	Prediseño de columnas de hormigón	38
3.5.2	Muros de contención.....	38
3.6	Modelación y análisis estructural	39
3.6.1	Datos de modelación.....	39
3.6.2	Análisis estructural	39
3.7	Diseño de Losa con placa colaborante.....	40
3.8	Diseño de Columna Metálica.....	40
3.9	Diseño de Vigas Metálica.	44
3.10	Diseño de Columna de Hormigón	45
3.11	Diseño de Muros en voladizo.	46
4.	CAPÍTULO IV. RESULTADOS.....	47
4.1	Cargas Muertas	47
4.2	Cargas Vivas	47
4.3	Resultados del prediseño	48
4.3.1	Prediseño de losa DECK	48
4.3.2	Prediseño de vigas metálicas IPE	49
4.3.3	Prediseño de columna metálica	50
4.3.4	Prediseño de columna de hormigón.....	50
4.3.5	Prediseño de muro en voladizo.....	51
4.4	Modelación de la estructura en ETABS.....	54
4.5	Evaluación de criterios sismo resistente.	64
4.5.1	Modelo 1 (sin muros).....	64
4.5.2	Modelo 2 (con muros).	70
4.6	Diseño Elementos Estructurales	78
4.6.1	Diseño de Losa con placa colaborante.....	78
4.6.2	Diseño de Columna Metálica.....	81

4.6.3	Diseño de Vigas Metálica.	81
4.6.4	Diseño de Columna de Hormigón	81
4.7	Diseño de Muros en voladizo.	83
5.	CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
5.1	Conclusiones.....	84
5.2	Recomendaciones	85
	Bibliografía	86
6.	ANEXOS	88
6.1	cálculo de parámetros sísmicos.	88
6.1.1	Valor Z	88
6.1.2	Coefficientes Fa, Fd y Fs	89
6.1.3	Factor η	90
6.1.4	Coefficiente R o Factor de reducción de resistencia sísmica.....	90
6.1.5	Coefficiente de Importancia (I).....	92
6.1.6	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa)	92
6.1.7	Irregularidades	95
6.1.8	Coefficiente Basal de Diseño	95
6.2	Prediseño de columna metálica	97
6.3	Prediseño de vigas metálicas IPE	100
6.4	Prediseño de columnas de hormigón.	105
6.5	Diseño a Flexo-compresión de columnas de hormigón.....	106
6.6	Diseño de columnas metálicas.....	107
6.7	Diseño de vigas metálicas.....	112
6.8	Vigas secundarias.....	115
6.4	Planos Estructurales.....	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Ubicación del proyecto - vista aérea.	18
Figura 2.	Límites del terreno en el estudio de suelos.	18
Figura 3.	Esquema de cimentación recomendada y mejoramiento de suelo.	19
Figura 4.	Estratigrafía y perfil del subsuelo agregando en cada metro la capacidad portante.	20
Figura 5.	Representación de las zonas sísmicas del Ecuador.	25
Figura 6.	Fracción de aceleración de la gravedad.....	26
Figura 7.	Plano arquitectónico, planta subsuelo del proyecto ECU 911	29
Figura 8.	Plano arquitectónico, planta baja del proyecto ECU 911.....	30
Figura 9.	Plano arquitectónico, planta alta del proyecto ECU 911.....	31
Figura 10.	Esquema propuesto – Subsuelo.....	32
Figura 11.	Esquema propuesto - Planta Baja.....	33
Figura 12.	Esquema propuesto - Planta Alta.	34

Figura 13. Muro en Voladizo	38
Figura 14. Ejemplo de leyenda de colores con respecto a deflexiones en losa.	40
Figura 15. Separación de estribos.....	45
Figura 16. Tabla para ayuda de diseño KUBILOSA	49
Figura 17. Vista en 3D del muro propuesto.....	51
Figura 18. Resultados de las dimensiones óptimas para el muro en voladizo.....	51
Figura 19. Dimensiones del muro de contención - Fuente: Geo5.	52
Figura 20. Verificación ante el Vuelco y Deslizamiento.....	52
Figura 21. Verificación de resistencia de la Capacidad Portante del suelo y excentricidad	53
Figura 22. Verificación de estabilidad del muro.....	53
Figura 23. Definición de acero A572G50.....	55
Figura 24. Definición de hormigón de 210 kg/cm ²	55
Figura 25. Definición de columna de hormigón.....	56
Figura 26. Definición de columna metálica HSS30x30x1.2.	56
Figura 27. Vigas IPE.....	57
Figura 28. Definición de Losa Deck.....	57
Figura 29. Definición de masa.....	58
Figura 30. Definición de patrones de carga.....	58
Figura 31. Ingreso de coeficiente C y K respectivamente para el patrón de sismo X.....	58
Figura 32. Definición del Espectro de Respuesta.....	59
Figura 33. Definición de casos de carga.....	59
Figura 34. Definición de sismos dinámicos.....	59
Figura 35. Asignación de diafragmas rígidos en la estructura.....	60
Figura 36. Preferencias de diseño para estructuras metálicas.....	60
Figura 37. Peso del ascensor.....	61
Figura 38. Esquema de la estructura con respecto al subsuelo.....	61
Figura 39. Esquema de la estructura con respecto a la planta baja.....	62
Figura 40. Esquema de la estructura con respecto a la planta alta.	63
Figura 41. Modelo Estructural - Vista en 3D.....	63
Figura 42. Deriva Estática sentido X - Modelo 1	64
Figura 43. Deriva Estática sentido Y - Modelo 1.	65
Figura 44. Deriva Dinámica sentido X - Modelo 1	65
Figura 45. Deriva Dinámica sentido Y - 1	66
Figura 46. Primer Modo de vibración (T=0.5175) - Modelo 1	67
Figura 47. Segundo Modo de vibración (T=0.477) - Modelo 1	67
Figura 48. Tercer Modo de vibración (T=0.433) - Modelo 1	68
Figura 49. Deriva Estática sentido X - Modelo 2.....	70
Figura 50. Deriva Estática sentido Y - Modelo 2	70
Figura 51. Deriva Dinámica sentido X - Modelo 2	71
Figura 52. Deriva Dinámica sentido Y - Modelo 2.....	71
Figura 53. Primer Modo de vibración (T=0.3677) - Modelo 2	72
Figura 54. Segundo Modo de vibración (T=0.34) - Modelo 2	73
Figura 55. Tercer Modo de vibración (T=0.29) - Modelo 2	73
Figura 56. Deflexiones en losa 1.	78
Figura 57. Configuración de vigas en losa 2 cuando la deflexión era mayor.....	79
Figura 58. Deflexión máxima para volado con la nueva configuración de vigas en losa 2. ...	79

Figura 59. Deflexión máxima para paños interiores en losa 2.	79
Figura 60. Deflexión máxima para volado con la nueva configuración de vigas en losa 3. ...	80
Figura 61. Deflexión máxima para paños interiores en losa 3.	80
Figura 62. Cuantía de acero requerida para las columnas de hormigón.....	81
Figura 63. Diagrama de interacción de Columna de Hormigón 35x35.....	82
Figura 64. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador	88
Figura 65. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	88
Figura 66. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	89
Figura 67. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	89
Figura 68. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs.	90
Figura 69. Factor η	90
Figura 70. Tabla de coeficientes sísmicos.	91
Figura 71. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	92
Figura 72. Consideraciones para el cálculo de Sa.	92
Figura 73. Variables para el cálculo del periodo fundamental.....	93
Figura 74. Condiciones para cálculo de Sa.....	94
Figura 75. Espectro de diseño.....	94
Figura 76. Determinación del coeficiente k.....	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Sobrecargas en edificios para uso particular. Fuente: NEC, 2015	22
Tabla 2. Coeficiente de importancia I. Fuente: NEC, 2015	24
Tabla 3. Factor Z de las diferentes zonas sísmicas del Ecuador. Fuente: NEC, 2015	25
Tabla 4. Módulos Plásticos para perfiles tipo IPE.	36
Tabla 5. Sobrecargas Muertas de diseño.....	47
Tabla 6. Sobrecargas Vivas para el diseño.....	47
Tabla 7. Resultados del prediseño de las vigas metálicas IPE.....	50
Tabla 8. Datos del Perfil Seleccionado.	50
Tabla 9. Resultados de las verificaciones del muro en voladizo.	52
Tabla 10. Parámetros sísmicos.....	54
Tabla 11. Resumen de Derivas - Modelo 1.....	66
Tabla 12. Participaciones Modales – Modelo 1.....	69
Tabla 13. Resumen de Derivas - Modelo 2.....	72
Tabla 14. Participaciones Modales – Modelo 2.....	74
Tabla 15. Coeficiente de Irregularidad.	75
Tabla 16. Porcentaje de abertura por piso.	75
Tabla 17. Irregularidad torsional en el sentido X del modelo 2.....	76
Tabla 18. Irregularidad torsional en el sentido Y del modelo 2.	76
Tabla 19. Ajuste del cortante basal.	77
Tabla 20. Diseño de Armado vertical del muro.	83
Tabla 21. Resultados del prediseño de columna con una razón de esbeltes asumida de 95. ...	98
Tabla 22. Datos del Perfil Seleccionado.	98
Tabla 23. Resultados del prediseño con el perfil asumido.....	99
Tabla 24. Diseño de acero longitudinal.	106
Tabla 25. Diseño de acero transversal.	106

RESUMEN

El Proyecto técnico con el título Análisis Y Propuesta Estructural Del Proyecto Del Edificio Ecu 911 Ubicado En El Sector El Palmar De Manta – Ecuador, fue establecido con el objetivo de contribuir con el proceso de planificación de un edificio de modalidad ECU 911, y con el criterio de ingeniería, dar observaciones y recomendaciones de diseño fundamentado con cálculos estructurales y el uso de software de análisis como: ETABS y GEO5.

Dentro del proyecto se solicitó, el diseño arquitectónico y base estructural para contribuir en la etapa de diseño, es aquí donde hacen participe las carreras de arquitectura e ingeniería civil de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, para contribuir en el proyecto junto a su personal docente y estudiantes.

El edificio Ecu 911, consta de los siguientes niveles: subsuelo, planta baja, planta alta y una losa accesible. Para realizar este proyecto se obtuvo los resultados de una participación anterior de la carrera de ingeniería sobre el tipo de suelo en el terreno que se ha definido para la construcción de esta edificación, se obtuvieron planos arquitectónicos donde participó la carrera de arquitectura, y mediante el presente proyecto se busca definir bases estructurales como dimensiones de elementos estructurales y la tipología de estos, que puedan funcionar en la edificación y se establezcan de acuerdo a normativas de diseño.

En el trabajo se presenta el análisis de la estructura de acuerdo con los planos e indicaciones arquitectónicas, para ello se comprobó mediante la interacción con ETABS el comportamiento de la estructura y en base a ello otorgar recomendaciones.

Palabras Claves: **ETABS, GEO5, normativas de diseño.**

ABSTRACT

The technical project titled "Analysis and Structural Proposal for the ECU 911 Building Project Located in the El Palmar Sector of Manta – Ecuador" was established with the aim of contributing to the planning process of an ECU 911-type building, and with an engineering perspective, providing design observations and recommendations based on structural calculations and the use of analysis software such as ETABS and GEO5.

The project requested architectural design and structural foundations to contribute to the design phase. In this regard, the careers of architecture and civil engineering from the "Eloy Alfaro" University of Manabí participated, contributing to the project alongside faculty and students.

The ECU 911 building consists of the following levels: basement, ground floor, upper floor, and an accessible slab. To carry out this project, results from a previous participation of the engineering program regarding the type of soil at the site defined for the construction were obtained. Architectural plans were also acquired, with the architecture program's involvement. Through this project, structural foundations, such as the dimensions and types of structural elements, are defined, which will work in the building and will be established according to design regulations.

This work presents the analysis of the structure based on the architectural plans and specifications. For this purpose, the behavior of the structure was verified using ETABS, and recommendations were made based on the results.

Keywords: ETABS, GEO5, design regulations.

1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto técnico con el título “Análisis Y Propuesta Estructural Del Proyecto Del Edificio Ecu 911 Ubicado En El Sector El Palmar De Manta – Ecuador”, busca contribuir en la etapa de planificación y diseño del proyecto de un edificio de modalidad ECU 911, por medio de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, se dio a conocer que se estaba cooperando con el proyecto. Por parte de la universidad y de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción, en el presente proyecto se espera contribuir realizando un análisis estructural del modelo arquitectónico con el que han venido trabajando y proponer la tipología de estructuras, de esta manera considerar posibles cambios o uso de elementos estructurales que ayuden a satisfacer efectos sismorresistentes.

El edificio cuenta con un subsuelo destinado principalmente a estacionamiento, mientras que 2 pisos superiores se destinan al uso de oficinas y otras ocupaciones concordantes al destino de la edificación, el último nivel es una losa accesible, la peculiaridad del proyecto es que cuenta con una abertura de 122 metros cuadrados aproximadamente que se encuentra en el centro de los niveles superiores al suelo. De igual manera se cuenta con luces de 5 a 8 metros de columna a columna, la altura es de 4 metros entre pisos, un proyecto considerado muy grande por sus dimensiones que cuenta con un área de 1337 metros cuadrados aproximadamente.

En el proyecto se separó en 5 capítulos, el primero destinado a antecedentes y generalidades del proyecto, el segundo en el cálculo de parámetros sismorresistentes, tercero al prediseño de elementos estructurales, el cuarto a la modelación y resultados en el software ETABS y el último en el diseño de los elementos estructurales, se procuró trabajar bajo las normativas NEC 2015, AISC 360, ACI, ASCE y aportes de autores que han dedicado estudios en el área de ingeniería los mismos se pueden encontrar en las bibliografías. Para analizar mejor el comportamiento de la estructura se presentaron 2 modelos iguales con excepción de que el modelo 1 no se ha modelado los muros, siendo el modelo 2 el que se consideran los datos finales y las comprobaciones.

1.1 Título

Análisis Y Propuesta Estructural Del Proyecto Del Edificio Ecu 911 Ubicado En El Sector El Palmar De Manta – Ecuador

1.2 Antecedentes

En la actualidad (2023 -2024) Ecuador sufre un nivel de inseguridad alarmante, Manta, es un cantón que se ha caracterizado por tener gran acogida turística debido a sus playas, sectores atractivos y eventos festivos, las autoridades del cantón se ven obligados a crear planes estratégicos para combatir la delincuencia otorgando seguridad y confort a los aproximadamente doscientos setenta y un mil habitantes que cuenta Manta en el año 2022 según datos del (INEC, 2022), además de los visitantes nacionales o extranjeros.

De acuerdo con el medio de periodismo (Primicias, 2024) “en Manta se ha incrementado un 53% las muertes violentas en comparación con enero a junio del 2023, mostrando datos donde para esas fechas en 2023 hubo 98 muertes violentas mientras que para 2024 ya se contabilizaban 155, datos extraídos directamente de fuentes de la policía nacional y mostrados en la página web del medio de periodismo”

Por medio de autoridades de la Facultad De Ingeniería, Industria Y Construcción en la Universidad Laica Eloy Alfaro De Manabí, se dio a conocer el trabajo que se ha estado realizando para contribuir al proyecto ECU – 911 que se planifica construir en el sector el Palmar del cantón Manta, colaborando con: estudio de suelos, planos arquitectónicos y el presente proyecto de análisis y diseño estructural.

En el campo de la ingeniería civil es indispensable conocer la importancia de realizar análisis estructurales a las edificaciones para su respectivo diseño. Este cálculo será realizado considerando normativas vigentes como la NEC – 2015, estudios de suelo y diseño arquitectónico. Con esto se busca aportar en la etapa de planificación y diseño del proyecto el cual será fundamental para mejorar la seguridad en el cantón Manta que, ante la actual situación de peligro en el país, resulta ser una gran oportunidad de cooperación.

1.3 Justificación

“Los Ingenieros Civiles deben estar capacitados en la realización de cálculos estructurales para conocer la rigidez de los materiales, la resistencia que poseen ante las diversas cargas internas y externas como los períodos del suelo y el viento a las que puede estar sometida la estructura.” (León, 2020)

El análisis estructural como parte fundamental de la planificación de un proyecto es pieza clave para conocer la rigidez y demás aspectos de elementos estructurales y del sistema estructural que formará una edificación. De esta manera se procede a trabajar con un modelo que sea lo más realista posible sobre el comportamiento de la estructura ante diferentes cargas, posterior a esto poder diseñar de manera óptima a las edificaciones. Es por ello que, a tal proyecto de seguridad en la Manta, siendo parte de una obra civil, se debe priorizar y procurar realizar trabajos bajo los estándares profesionales y normativas vigentes.

Debido a la inseguridad en el país, siendo influyente los actos llevados a cabo Manta, destino principal para varios turistas por sus playas y zonas atractivas, es fundamental que el cantón cuente con sistemas de contingencia que procure mantener la seguridad de la sociedad local y turistas que visitan el cantón, este proyecto muestra la preocupación y planes por parte de las autoridades en Manta para cumplir con este objetivo. Y al coordinarse con Instituciones Académicas como con la ULEAM en el presente proyecto, se espera agilizar la planificación y diseño del proyecto, el cual se espera que garantice el funcionamiento y seguridad, por lo cual ha sido una gran oportunidad para que estudiantes y docentes puedan trabajar en el campo respectivo aportando con el progreso y seguridad del cantón.

1.4 Propuesta

La propuesta se basa en realizar el análisis y una propuesta estructural del proyecto del edificio ECU 911 que se planea construir el sector El Palmar del cantón Manta. Con la finalidad de entregar como producto un modelo recomendado que satisfaga criterios de las diferentes normativas de diseño que se involucren con el sistema estructural a trabajar, para así contribuir en la etapa de planificación y diseño del proyecto.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Contribuir en el proceso de planificación y diseño del proyecto del edificio ECU 911 del sector El Palmar en el cantón Manta – Ecuador.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Realizar predimensionamientos proponiendo la tipología de elementos estructurales bajo los criterios arquitectónicos.
- Analizar la estructura de la edificación ECU 911 en el rango lineal mediante el programa ETABS en concordancia con las normativas: NEC-2015, AISC y ASCE.
- Diseñar los elementos estructurales buscando satisfacer los diferentes tipos de cargas a las que pueden ser sometidas en concordancia con las normas de referencia.
- Realizar una propuesta estructural de la edificación ECU 911 en base a las especificaciones de las normas de referencia.

2. CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Es fundamental reconocer que el análisis estructural es el estudio que determina los esfuerzos y deformaciones a las que se exponen la estructura de la edificación que en estudio son: losas, vigas, columnas y en ocasiones sistemas de amortiguamiento y de rigidez, mientras que el diseño estructural consiste en definir la geometría de la estructura con la finalidad de que sea capaz de soportar diferentes tipos de cargas, en el diseño estructural se especifican detalles de construcción de los elementos estructurales que faciliten el entendimiento de su diseño en la ejecución del proyecto. Para llevar a cabo el análisis y diseño se requiere conocer datos como estudios de suelo y el diseño arquitectónico.

2.1 Localización.

El edificio se ha destinado construir en el sector El Palmar del cantón Manta de la provincia de Manabí, que corresponde a las coordenadas: $0^{\circ}57'34.0''S$ $80^{\circ}41'39.8''W$, aproximadamente a 225 metros del terminal terrestre de Manta, cuenta con un área del terreno de 2020.82 metros cuadrados, de propietario registrado: SERCVIO INTEGRADO DE SEGURIDAD (SIS) ECU 911.



Figura 1. Ubicación del proyecto - vista aérea.
Fuente: Google Maps.

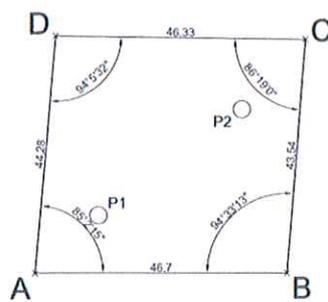


Figura 2. Límites del terreno en el estudio de suelos.
Fuente: Proyecto de Pis 2 – Estudio de Suelo Ecu 911

2.2 Suelo

Según se muestra en el proyecto de estudio de suelos realizado por la facultad de ingeniería de la ULEAM, realizaron 2 perforaciones en un ensayo de SPT, donde entre las conclusiones otorgadas se encuentran:

- Toda el área de la construcción con su respectivo sobreancho estará sobre un cambio de suelo de no menos 1.10 m. El material de relleno será una capa inferior de 0.20 metros de piedra bola, y lo restante será granular (lastre clasificado o mejoramiento tipo MTOP), el cual será colocado debidamente hidratado y compactado en capas no mayores a 0.20 m. de espesor, y a no menos del 98% de la máxima densidad obtenida en laboratorio. Para mejorar las condiciones de capacidad portante del suelo y reducir los asentamientos, en la mitad del relleno se colocarán dos capas de geomalla biaxial.
- La capacidad admisible del suelo a utilizarse para el cálculo de la cimentación será $q_a = 1,2 \text{ Kg/cm}^2 = 12 \text{ Ton/m}^2$. (Coeficiente de balasto = 1400 ton/m³).
- Se tendrá en cuenta que debajo de la cimentación exista un mejoramiento del suelo en una profundidad mínima de 1.00m. El material utilizado será el de una capa inferior de 0.60 metros de piedra y lo restante será tipo granular (lastre clasificado o mejoramiento tipo MTOP), el cual será colocado debidamente hidratado y compactado en capas no mayores a 0.20 m. de espesor.

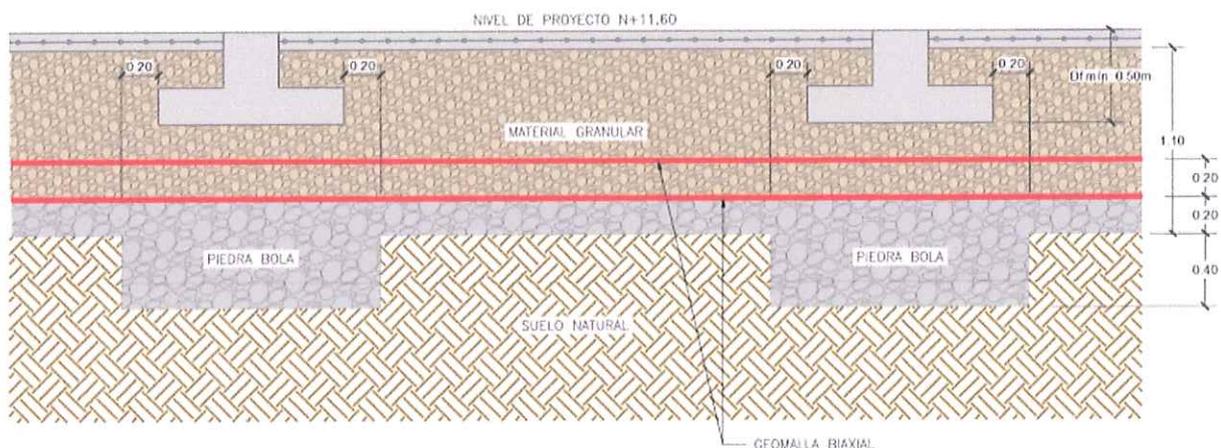


Figura 3. Esquema de cimentación recomendada y mejoramiento de suelo.
Fuente: Proyecto de Pis 2 – Estudio de Suelo Ecu 911

De acuerdo a la estratigrafía, se encuentra en mayoría suelos tipo CL y SM de acuerdo con la clasificación SUCS Y AASHTO.

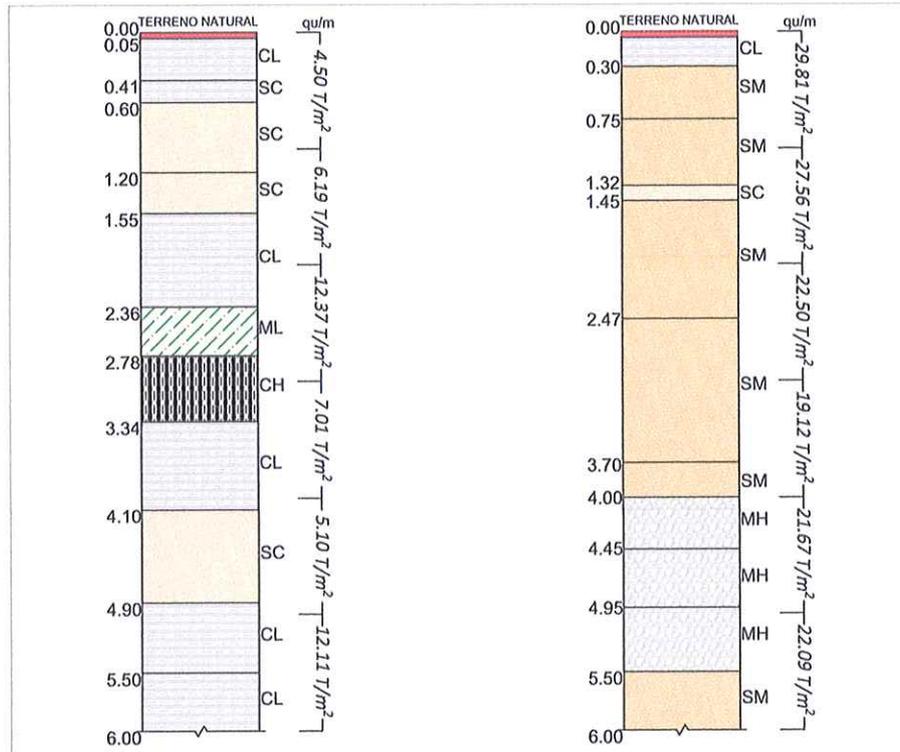


Figura 4. Estratigrafía y perfil del subsuelo agregando en cada metro la capacidad portante.
Fuente: Proyecto de Pis 2 – Estudio de Suelo Ecu 911

- Arena limosa, una arena limosa no plástica con pigmentaciones amarillo verdoso. Según SUCS (SM) y Según AASHTO A-2-6 (13.98).
- Arcilla arenosa de baja compresibilidad y mediana plasticidad, limo arenoso – arcilloso medianamente plástico. Según SUCS (CL) y Según AASHTO A-6 (18.46).

2.3 Normativa

Es fundamental trabajar bajo las normativas de diseño para la construcción, de esta manera se procura que las estructuras resistan los esfuerzos y cargas a los cuales son sometidos y evitar colapsos. Estas normativas son el resultado de años de investigaciones y experiencias que se llevan a cabo en el estudio de las diversas afectaciones a las estructuras.

Las normativas para usar como se mencionó anteriormente están:

- NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas).
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico.
- NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.
- NEC-SE-AC: Estructuras de acero.
- Guía para estructuras de hormigón armado.

- Guía para estructuras de acero.
- AISC360-16, (American Institute of Steel Construction) 2016
- AISC360-22, (American Institute of Steel Construction) 2022
- ASCE7-16, (American Society of Civil Engineers) 2016

2.4 Parámetros Sísmicos

Los parámetros que se mencionan a continuación son requisitos para la NEC, donde se encuentran:

- Factor de importancia (I): Se otorga un valor para diseño a la edificación de acuerdo al tipo de uso.
- Factor Z: Es fundamental conocer donde estará ubicado el edificio de análisis, la NEC 2015 nos muestra como Ecuador tiene diferentes extensiones donde los sismos se han presentado con mayor o menos magnitud, es por ello por lo que también nos muestra un mapa de representación de las zonas sísmicas del Ecuador, donde se muestra un valor "Z" que representa la aceleración máxima en roca que se espera para un sismo para determinada zona.
- Valor η : Es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- Coeficiente R o Factor de reducción de resistencia sísmica: Valor que reduce la fuerza sísmica y se otorga de acuerdo con el sistema estructural.
- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a): Aceleración espectral también expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se calcula en base a parámetros establecidos anteriormente de acuerdo en la NEC 2015.
- Coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s : Coeficientes que dependerán a la vez de la zona sísmica y el tipo de suelo, la NEC-SE-DS facilita las tablas donde de acuerdo a estos parámetros se pueden encontrar.
- T_o y T_c : Períodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, expresados en segundos.
- Período de vibración fundamental (T): Período de vibración fundamental de la edificación, expresado en segundos.
- Cortante basal (V): Fuerza lateral total que afecta a la edificación.

2.5 Cargas Vivas

Los edificios están sometidos a cargas vivas uniformes que son importantes para el análisis estructural, estas dependerán de la ocupación o uso que se le destina a la edificación, por ejemplo, en la Tabla 1 de la NEC-SE-CG-2015 Cargas (No sísmicas) facilita un énfasis en las sobrecargas actuantes de los edificios para uso particular.

Tabla 1. Sobrecargas en edificios para uso particular. Fuente: NEC, 2015

Ocupación o uso	Carga Uniforme L_0 (kN/m ²)	Carga concentrada P_0 (kN)
Edificios de oficinas Sala de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista) Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
Residencias Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

2.6 Cargas Muertas

Las cargas muertas corresponden al peso mismo de la edificación y si bien algunos elementos destinados a estar permanentemente en la misma, por ejemplo las instalaciones sanitarias y eléctricas, para cuantificar el peso mismo de la edificación se pueden realizar varias metodologías siendo de las más conocidas el metrado de cargas, o como alternativa el diseño de la edificación en programas como ETABS y para otros elementos se puede hacer uso de catálogos comerciales que muestran el peso de elementos.

2.7 Combinaciones de Carga.

Las combinaciones de cargas son una forma de proyectar un escenario aproximado del ambiente real en donde estará la edificación, tiene que ver con cargas de origen natural como las de viento, nieve entre otras, así mismo de considerar las cargas muertas y vivas respectivamente calculadas y/o destinadas al edificio. A estas cargas se les aplica factores de mayoración que ayudan a garantizar que la estructura soporte más de lo esperado considerando

también que por alguna razón la construcción no se ejecute según lo planeado y esto disminuya el rendimiento esperado de la estructura.

A continuación, se presentan las combinaciones de carga de acuerdo con la norma NEC-SE-CG-2015 Cargas (No sísmicas):

➤ Combinación 1

1,4 D

➤ Combinación 2

1,2 D + 1,6 L + 0,5max [L_r; S; R]

➤ Combinación 3

1,2 D + 1,6max [L_r; S; R] + max [L; 0,5W]

➤ Combinación 4

1,2 D + 1,0 W + L + 0,5max [L_r; S; R]

➤ Combinación 5

1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S

➤ Combinación 6

0,9 D + 1,0 W

➤ Combinación 7

0,9 D + 1,0 E

Donde:

D = Carga permanente

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga (carga viva)

L_r = Sobrecarga cubierta (carga viva)

S = Carga de granizo

W = Carga de viento

(CARGAS (NO SISMICAS) NEC-2015, 2014)

2.8 Coeficiente de Importancia

Al igual que la consideración en las cargas vivas que dependen del destino o uso de la edificación, las edificaciones se deben de reconocer por el nivel de importancia para la sociedad, en base a esto se es otorgado un coeficiente de mayoración que tiene gran relevancia dentro del análisis estructural, la NEC de Cargas sísmicas otorga un coeficiente de importancia para los siguientes casos de la tabla 2.

Tabla 2. Coeficiente de importancia I. Fuente: NEC, 2015

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes y demás estructuras de uso esencial.	1.5
Estructura de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educaciones o deportivos que albergan más de trecientas personas, edificios públicos que requieren de operaciones continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

2.9 Zonificación sísmica

La NEC 2015 presente un mapa para diseño sísmico de Ecuador, resultado de estudios de las diferentes extensiones donde los sismos se han presentado con mayor o menos magnitud, permite la clasificación del valor “Z” que representa la aceleración máxima en roca que se espera para un sismo.

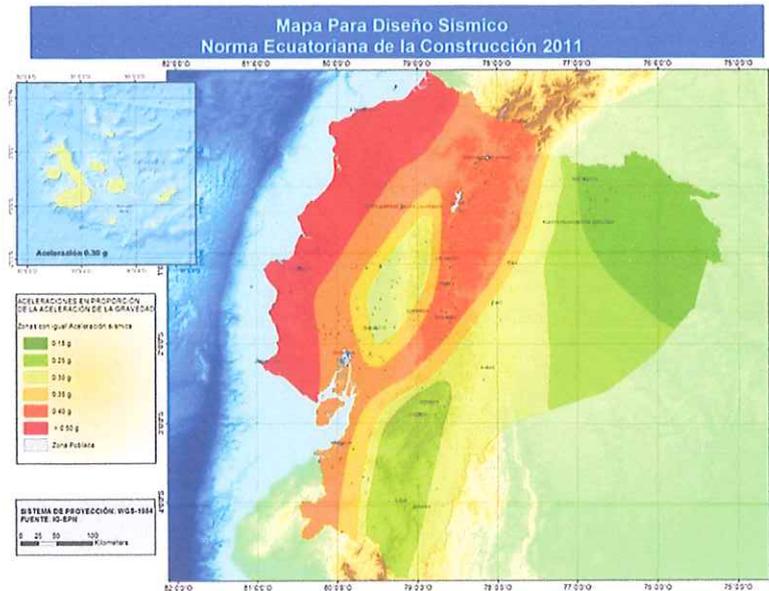


Figura 5. Representación de las zonas sísmicas del Ecuador.
Fuente: NEC 2015

El mapa de zonificación sísmica de Ecuador es el resultado del estudio de peligro sísmico en el país, para un periodo de 10% de excedencia en 50 años (Periodo de retorno de 475 años), el cual en base a la ubicación del proyecto de diseño se debe considerar la ubicación misma en el mapa y determinar el valor de Z en la siguiente tabla.

Tabla 3. Factor Z de las diferentes zonas sísmicas del Ecuador. Fuente: NEC, 2015

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

2.10 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Según lo establecido en la NEC-SE-DS, se debe calcular el espectro elástico de diseño considerando los periodos no sean altos, el espectro de diseño está en función de:

- El factor de zona sísmica Z.
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- Los coeficientes de amplificación de suelo.

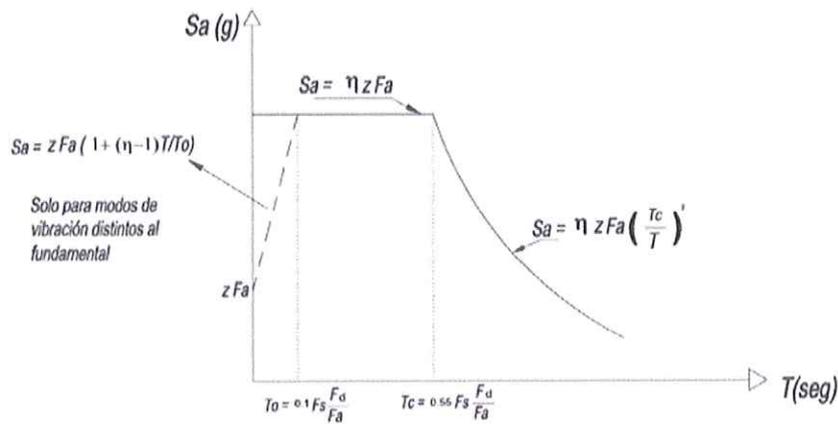


Figura 6. Fracción de aceleración de la gravedad.
Fuente: NEC, 2015

2.11 Sistemas Estructurales Dúctiles

Son los sistemas comprendidos por vigas y columnas, unidas entre sí que le dan capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El tipo de sistema estructural dúctil que se buscará diseñar serán pórticos resistentes a momentos, debido a la zona sísmica donde se encuentra ubicado el presente proyecto.

2.12 Pórticos Intermedios a momento – IMF

“Los pórticos intermedios a momento son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales” (Macías)

Para el diseño se ha considerado trabajar con pórticos intermedios resistentes a momento (IMF). Para lo cual se deberá recurrir al ASCE para seleccionar el coeficiente de reducción sísmica y los coeficientes de diseño.

2.13 Método de análisis de la estructura

La Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015, en su capítulo 6 y 7 da la sugerencia de dos métodos para el análisis de la estructura los cuales son:

- Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)
- Método 2: diseño basado en desplazamientos (DBD)

2.14 Método de diseño de estructuras metálicas.

En el AISC se muestran dos metodologías para el diseño de estructuras metálicas, el método LRFD que significa método con factores de carga y resistencia y el ASD que es el diseño por esfuerzos admisibles. Su diferencia radica en la manera de obtener y calcular las cargas de diseño y el uso de factores de seguridad y resistencia. Para el diseño de este proyecto se empleará el método LRFD.

2.15 Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

El criterio fundamental para el estado límite de agotamiento resistente, según el AISC (2016) está dado por la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = resistencia requerida, usando combinación de carga

LRFD R_n = resistencia nominal o teórica (M_n , P_n , V_n)

ϕ = factor de resistencia

ϕR_n = resistencia de diseño

2.16 GEO5

“GEO5 es un poderoso paquete de software para resolver tareas geotécnicas basado en métodos analíticos tradicionales y en el método de elementos finitos” (GEO5, 2024)

Geo5 es un software muy popular en el estudio geológico, brindando una gran variedad de análisis y diseño como: análisis de estabilidad, diseño de excavaciones, diseño de muros de contención, cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas y una variedad más, por lo que resulta muy usado en el área de ingeniería obteniendo cada vez más popularidad y confianza por la aceptación en sus resultados.

3. CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1 Metodología

La metodología por usar será la experimental, debido a las interacciones que se realizaran en el prediseño de elementos estructurales y en los softwares de análisis y diseño estructural, donde se han planteado el seguimiento de 4 pasos.

Primero: El análisis de los planos arquitectónicos que permita realizar esquemas y/o distribución de elementos estructurales como la ubicación de columnas.

Segundo: Seleccionar la tipología de las estructuras para realizar el prediseño de elementos estructurales basándose en ecuaciones de normativas de diseño de estos, buscando determinar las dimensiones de los elementos con las cuales poder empezar a realizar el análisis en los softwares.

Tercero: Analizar la estructura en los softwares de referencia donde se podrá comprobar el comportamiento de la estructura bajo diferentes cargas a la que es sometida, de acuerdo con las diferentes normativas de diseño.

Cuarto: Realizar el diseño de elementos estructurales buscando satisfacer los requerimientos de las normativas de diseño, estableciendo el modelo de la estructura propuesto.

3.2 Detalles y Planos Arquitectónicos.

El edificio cuenta con 3 niveles de piso más una loza accesible parcialmente, el primer nivel con destino de estacionamiento y será a nivel del subsuelo, el segundo y tercer nivel será por encima de nivel del suelo hasta alcanzar la loza accesible, se cuenta con un área interna de socialización y atención en el segundo y tercer piso.

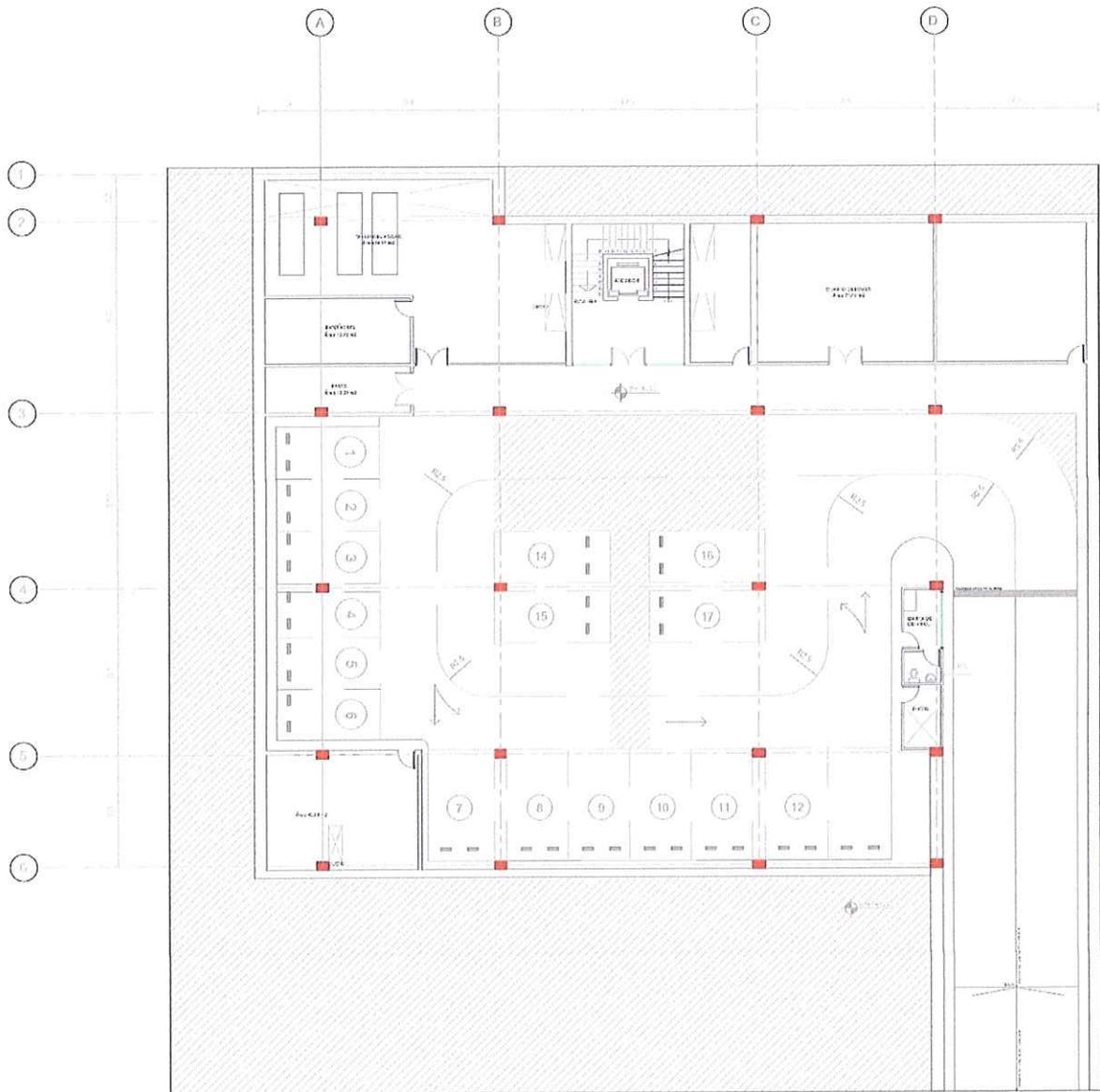


Figura 7. Plano arquitectónico, planta subsuelo del proyecto ECU 911

Como dato de entrada se requiere que la estructura sea metálica con una losa de placa colaborante, en el subsuelo se debe construir para el perímetro muro de contención del suelo y junto a estas columnas de hormigón, por lo cual se realizó el siguiente esquema:

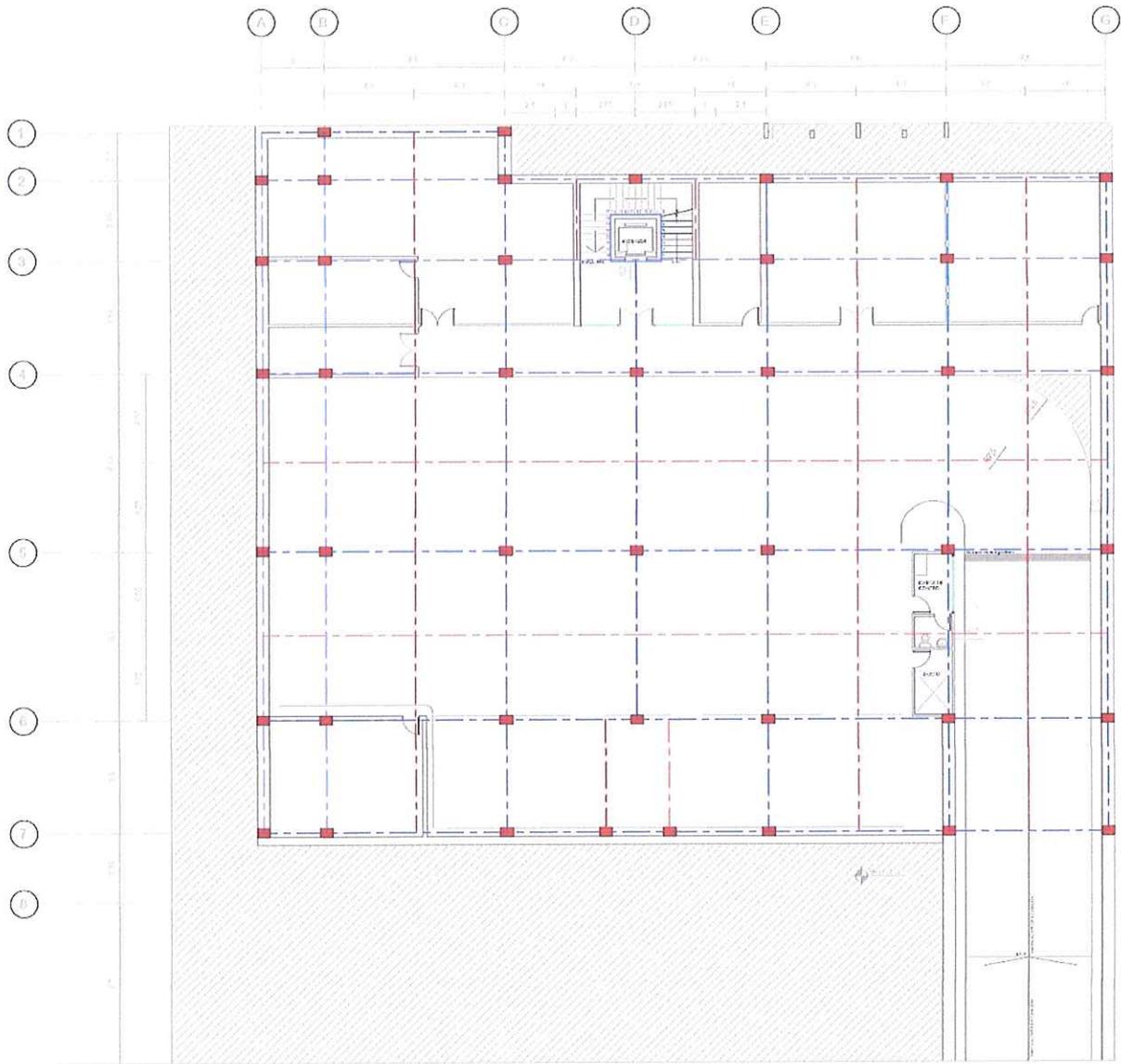


Figura 10. Esquema propuesto – Subsuelo

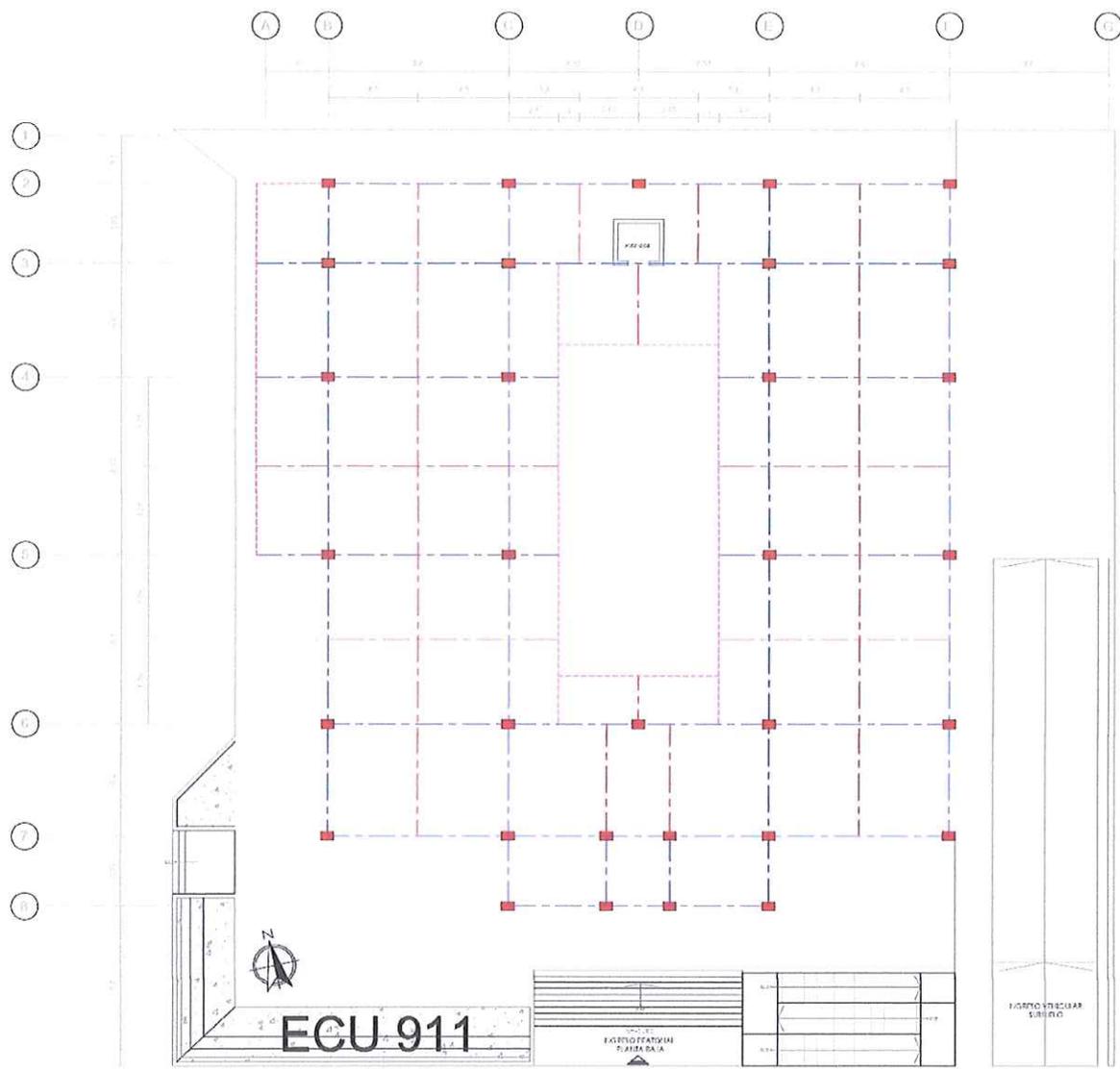


Figura 11. Esquema propuesto - Planta Baja.

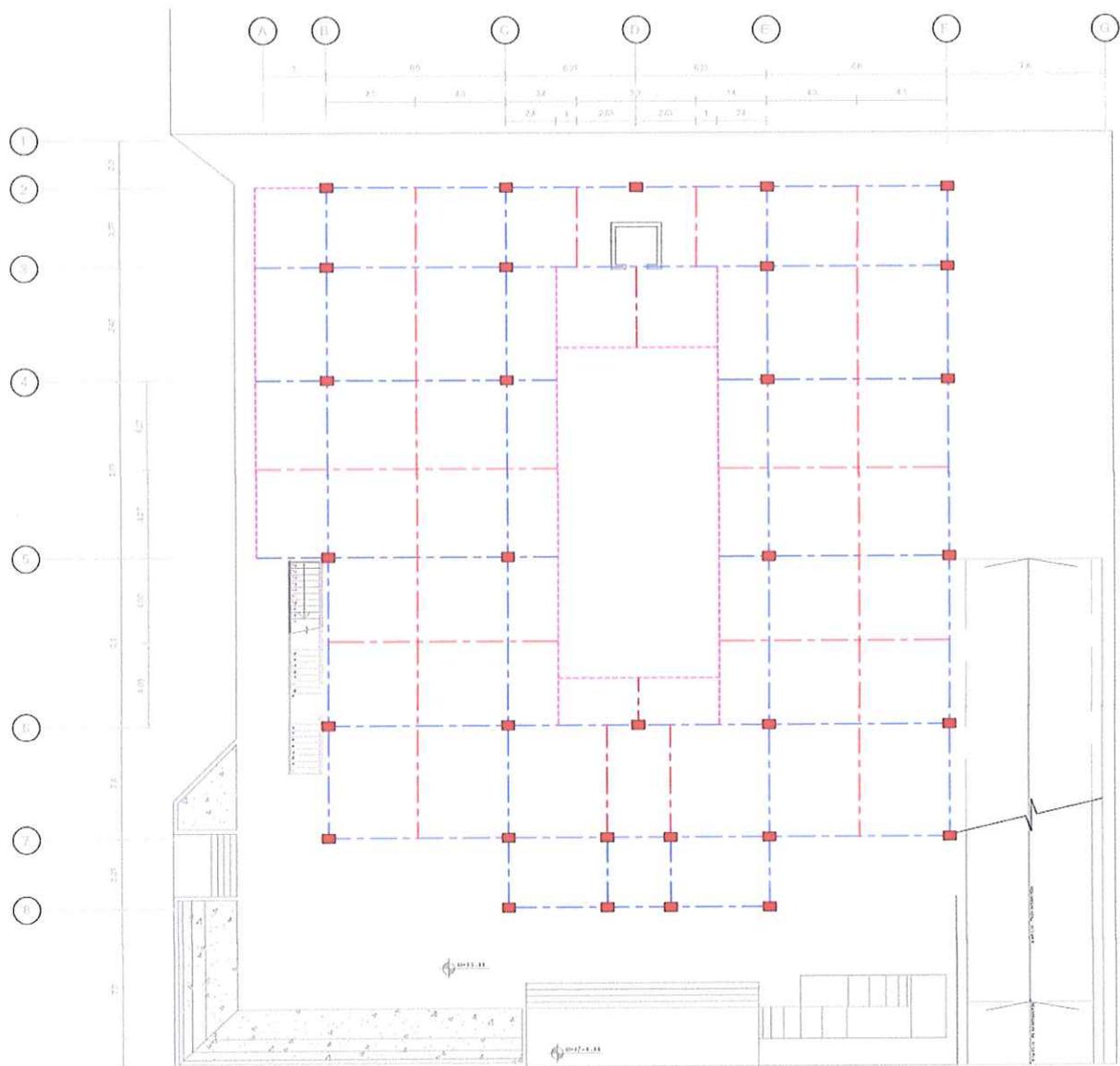


Figura 12. Esquema propuesto - Planta Alta.

Se ha realizado una distribución estructural donde se han usado vigas principales para aquellas que se conectan con las columnas, vigas colectoras aquellas de color rojo que sirven para disminuir luces largas y serán de apoyo junto a las principales para crear vigas más cortas que soporten la losa de placa colaborante. En el nivel del subsuelo las columnas del perímetro serán de hormigón. Se ha indicado que las alturas de piso entre ejes sean de 4 metros.

3.3 Cargas muertas y cargas vivas

Para las cargas muertas se debe considerar el peso propio de elementos estructurales, aquellos que lo complementan y elementos que estarán permanentemente para el funcionamiento de la edificación como lo son: acabados, instalaciones eléctricas, mampostería, etc. De acuerdo con la NEC, en su capítulo de cargas no sísmicas apéndice 4, se deben considerar según la tipología del elemento.

3.4 Prediseño de elementos estructurales metálicos

El acero con el que se diseñará la estructura será el ASTM572G50, siendo uno de los aceros para estructuras aceptado por el AISC y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), de propiedades:

- $E = 200GPa$
- $Fy = 345MPa$
- $Fu = 450MPa$

Equivalente a:

- $E = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$
- $Fy = 3518 \text{ kgf/cm}^2$
- $Fu = 4588 \text{ kgf/cm}^2$

3.4.1 Prediseño de losa Deck.

Para el prediseño de la losa con placa colaborante se considerará el paño más crítico según la carga gravitacional a la que es sometida, así mismo se tendrá que tomar en cuenta las consideraciones de los catálogos comerciales para definir dimensiones de la losa.

3.4.2 Prediseño de vigas metálicas IPE

El prediseño se realizará buscando determinar el módulo plástico del perfil con las consideraciones del AISC en su sección F, y las combinaciones de carga según indica la NEC-2015 y el método LRFD. En base a la carga última se encuentra el momento máximo positivo para la viga simplemente apoyada.

$$Mu = \frac{WL^2}{8}$$

$$Zreq = \frac{Mu}{\phi * fy}$$

- $\phi = 0.90$ LRFD

Para seleccionar el perfil se ha recopilado los módulos plásticos de secciones de perfiles comerciales que se encontrara en la tabla a continuación.

Tabla 4. Módulos Plásticos para perfiles tipo IPE.

Perfil IPE	Zx (cm ³)
100	39.4
120	60.7
160	88.3
200	221
220	285
240	367
300	628
400	1307
450	1702
500	2194

3.4.3 Prediseño de columna metálica

Se realiza una interacción bajo las consideraciones del AISC 360-16 en el capítulo E para elementos no esbeltos y donde:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.90) LRFD
- P_n = Resistencia nominal
- F_{cr} = Esfuerzo crítico
- A_g = Area de sección de acero

Se asumirá la razón de esbeltes kL/r buscando controlarla con el límite de pandeo de la siguiente ecuación.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{f_y}{f_e} < 2.25$$

Si se cumplen los criterios de las ecuaciones anteriores, entonces:

$$F_{cr} = F_y \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right)$$

Donde: $F_e = \text{Esfuerzo Elástico}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

Al hacer uso de la condición de resistencia nominal por la carga última obtenemos un área mínima de diseño. También se buscará obtener un radio mínimo mediante la ecuación de razón de esbeltes, así buscar un perfil que satisfaga los requerimientos.

$$A_g = \frac{Pu}{\phi F_{cr}}$$

Aplicando los cálculos obtenemos los valores de las siguientes tablas, recordando es un método de interacción donde se asume un valor de razón de esbeltes obteniendo el área y radio mínimo, con los cuales se escoge un perfil para repetir el cálculo y comprobar si el perfil satisface la demanda de P_u y los resultados con la razón asumida, sumándole las verificaciones de compacidad según las indicaciones del AISC 360-16 sección B.

$$\lambda = \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

3.5 Prediseño de elementos estructurales de hormigón.

De acuerdo a la NEC-SE-HM el hormigón debe cumplir con algunas consideraciones para que pueda rendir y satisfacer lo requerido en un análisis estructural, siendo como principal característica su resistencia a la compresión, valor que de acuerdo a la NEC 2015, no debe ser menor a 21 MPa para hormigones normales. La resistencia del hormigón con la que se desea trabajar y de igual manera considerarse para calcular su módulo de elasticidad, valor al que se le puede encontrar mediante la siguiente ecuación:

$$E_H = \sqrt{f'c} * 12000$$

Donde;

$E_H = \text{Modulo de elasticidad del hormigon}$

$f'c = \text{Resistencia a la compresion del hormigon} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

De acuerdo con la NEC-SE-HM el acero con el que debe trabajar debe ser aquel su módulo de elasticidad sea de $E_s = 200000 \text{ MPa}$ tanto del acero de elementos estructurales como del

acero de refuerzo el cual debe ser corrugado, en cuanto a resistencia a la fluencia se expresa que para cálculos de diseño no se debe exceder de los 550 MPa, por lo cual se considera:

$$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 \text{ Resistencia a la compresión del hormigón}$$

$$fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ Resistencia a la fluencia del acero}$$

3.5.1 Prediseño de columnas de hormigón

Para el prediseño de la sección de hormigón se ha realizado el cálculo de cargas axiales, considerando las diferentes cargas por piso y usando la ecuación 2 de la NEC 2015. Se ha definido crear columnas de hormigón en todo el perímetro del subsuelo, para el prediseño se ha considerado usar 3 columnas diferentes con mayor área cooperante y tener mejor margen de aceptación. Se ha hecho uso de la ecuación 22.4.2 del ACI 318-19 para resistencia axial máxima en columnas de hormigón, considerando que:

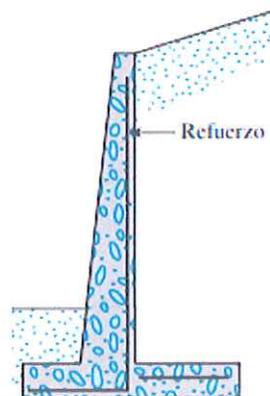
$$Pu = \phi Pn$$

Se despeja A_g .

$$A_g = \frac{Pu}{0.80(0.60)[0.85(0.99)f'c + 0.01fy]}$$

3.5.2 Muros de contención

“Los muros de retención en voladizo (figura 8.1c) están hechos de concreto reforzado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente 8 m.” (DAS, 2012)



c) Muro en voladizo

Figura 13. Muro en Voladizo

Fuente: Extraído del libro *Fundamentos de ingeniería en cimentaciones* (séptima edición) del Autor: Braja M. Das.

El presente proyecto cuenta con un subsuelo destinado principalmente como estacionamiento, para el contención de suelos se diseñan muros en todo el perímetro, este diseño se realizará mediante el software Geo5, y de acuerdo con la clasificación del autor Braja M. Das, se ha escogido el diseño de muros de retención en voladizo el mismo que se diseña con hormigón armado y se caracteriza por tener un cuerpo o alzado delgado y una losa de base que resulta económico y se ajusta a las dimensiones que se espera de resultados, y se puede diseñar hasta una altura de aproximadamente 8 metros, altura mayor a la del presente proyecto.

Dentro del software se diseña haciendo el uso de ecuaciones de Coulomb para análisis del muro, y para las propiedades de hormigón consideraciones de la norma ACI 318-19. Y para datos del suelo se ha considerado lo mostrado en el estudio de suelo que se detalla en la sección 2.2, con lo que se buscará satisfacer las verificaciones ante el volcamiento, deslizamiento, excentricidad y de capacidad portante.

3.6 Modelación y análisis estructural

Después del prediseño de los elementos estructurales se procede a modelar los elementos en el software ETABS para verificar el comportamiento que tienen ante cargas gravitacionales y sísmicas, mediante interacciones se buscará que la estructura cumpla con requerimientos como: Derivas, efectos de torsión, resistencia de cargas axiales, deflexiones máximas permitidas, entre otros, donde el aumento de las dimensiones de los elementos estructurales puede ser necesario para satisfacer los requerimientos.

3.6.1 Datos de modelación.

Se usa como datos de entrada al software varios datos y consideraciones que deben ser calculados en base a normativas de diseño donde se encuentran:

- Dimensiones de los elementos estructurales (Después del realizar el prediseño)
- Parámetros sísmicos (Ejemplo: Coeficiente basal, espectro de diseño)
- Coeficientes normativos (Ejemplo: Coeficiente de reducción sísmico)
- Tipo de estructura de metálica (IMF)
- Cargas vivas y muertas
- Propiedades de elementos (acero y hormigón)

3.6.2 Análisis estructural

Con el análisis realizado para evaluar el comportamiento de la edificación ante diferentes cargas se busca satisfacer demandas de cargas y comportamiento como las derivas, para las

cuales se busca analizar de acuerdo con el cortante basal (Derivas Estáticas) y el espectro de diseño (Derivas Dinámicas). Hacer uso de los diferentes tipos de combinaciones de cargas indicados en la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC) para controlar deflexiones, resistencias de carga axial, resistencia a corte y momento según correspondan los elementos estructurales de análisis.

3.7 Diseño de Losa con placa colaborante.

Para el diseño de la losa con placa colaborante, se revisan las deflexiones máximas permitidas de acuerdo con las indicaciones del ACI 318-14, en la tabla 24.2.2, la cual muestra que:

$$\frac{L}{480} = \text{deflexión máxima permitida en área central}$$

$$\frac{L}{240} = \text{deflexión máxima permitida en volados}$$

Se utilizarán las dos ecuaciones anteriores bajo el criterio que en volados no habrá elementos susceptibles a sufrir daños las deflexiones pueden ser mayores que en los otros sitios mientras no sean mayores a lo permitido con las ecuaciones del ACI. Con la ayuda de ETABS se puede verificar las deformaciones de losa con leyenda de colores que indica las zonas más afectadas se verán de colores del lado izquierdo y las menos afectadas de colores lado derecho, según la siguiente figura. En caso de que las deflexiones superen lo permitido se puede considerar aumentar dimensiones de la losa o alguna modificación estratégica en el sistema estructural que le soporte.



Figura 14. Ejemplo de leyenda de colores con respecto a deflexiones en losa.

3.8 Diseño de Columna Metálica.

Se debe considerar la tipología del elemento estructural en el diseño de elementos metálicos, considerando se usarán columnas cuadradas las verificaciones de acuerdo con el AISC 360 son las siguientes:

- Chequeo de esbeltez y compacidad.

Se realiza mediante las indicaciones de AISC 360-16, para la verificación de compacidad y esbeltez se considera según lo indica su capítulo B, donde para elementos cuadrados:

$$\lambda = \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Esbelto/No esbelto}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Compacta/no Compacta}$$

Para lo cual:

$$b = b - 2t$$

- Chequeo de resistencia a compresión.

Esta revisión se hace de acuerdo con el capítulo E del AISC 360-16, para la siguiente ecuación para la resistencia nominal a compresión.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.90)LRFD
- P_n = Resistencia nominal
- F_{cr} = Esfuerzo crítico
- A_g = Área de sección de acero

Para el cálculo de F_{cr} :

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{fy}{fe} < 2.25$$

$$F_{cr} = F_y \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{fy}{fe} < 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde: F_e = Esfuerzo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

- Chequeo de resistencia a Flexión.

LA resistencia por flexión será controlada de acuerdo con el capítulo F del AISC 360-16 sección 7 donde:

$$M_n = \phi F_y * Z$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.60)LRFD
- M_n = Momento nominal
- Z = Modulo Plástico del perfil.

- Chequeo de resistencia a Cortante.

$$\phi V_n = \phi C_v F_y A_w$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.60)LRFD
- V_n = Resistencia nominal
- C_v = Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo .
- A_w = Área resistente al corte

Para el cálculo del coeficiente C_v , el AISC 360-16 en su capítulo G define que es el valor de 1 cuando la relación altura-espesor es menor que el límite dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{b}{t} < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$k_v = 5,34$ para almas sin rigidizadores transversales

- Chequeo de la ecuación de interacción.

El chequeo de la interacción entre los efectos de compresión y de flexión, se lo realiza de acuerdo a AISC 360-10, sección H, donde se encuentran las siguientes consideraciones.

$$\text{Cuando } \frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\text{Cuando } \frac{Pr}{Pc} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2Pc} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Donde:

- Pr = Resistencia axial requerida
- Pc = Resistencia de compresión axial de diseño
- Mr = Resistencia de flexión requerida
- Mc = Resistencia a flexión de diseño
- x = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte
- y = Subíndice que indica flexión en torno al eje débil

3.9 Diseño de Vigas Metálica.

Las verificaciones para elementos a flexión estarán de acuerdo al AISC 360-16, para verificar la esbeltez del alma y del patín se aplicará condiciones según Capitulo B para perfiles tipo IPE.

- Chequeo de esbeltez

$$\lambda_w = \frac{b}{2t_f} \quad \text{relación de esbeltez para el patín}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{relación de esbeltez para el alma}$$

Para que el perfil sea compacto estas relaciones deben ser menores a las permitidas, los límites se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{límite de esbeltez para el patín}$$

$$\lambda_{ps} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{límite de esbeltez para el alma (AISC 360-22)}$$

- Chequeo de resistencia a flexión

Según el AISC se debe calcular la longitud arriostrada, para este proyecto no se cuenta con arriostres entonces, $L_b = 0$ por lo tanto:

$$\phi M_n = \phi * F_y * Z_x$$

Donde:

- $\phi = 0.90$
- $Z_x = \text{Modulo plastico en el eje fuerte}$

- Chequeo de cortante.

De acuerdo con consideraciones del AISC y la NEC el cortante se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * F_y * A_w$$

Donde:

- $\phi = 0.60$

- $A_w = \text{Area resistente a corte}$

3.10 Diseño de Columna de Hormigón

Las columnas se diseñan a flexo-compresión, en base a la NEC se toman varias consideraciones en el diseño de columnas, con respecto al refuerzo longitudinal, refuerzo transversal y carga última que soporta la columna dada por la siguiente ecuación.

$$P_u < 0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Donde:

$P_u =$ Carga Última

$f'_c =$ Resistencia a la compresión de hormigón.

$A_g =$ área gruesa de la columna.

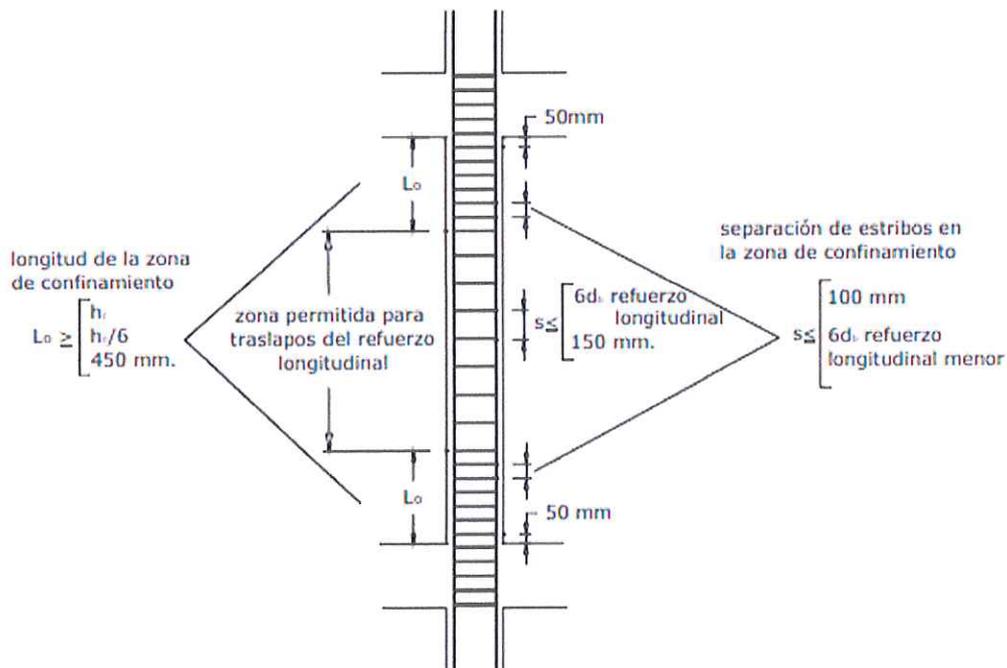


Figura 15. Separación de estribos.
Fuente: NEC 2015

La distribución de estribos se realizó con las consideraciones de la figura anterior, mientras que para controlar el acero longitudinal se verificó mediante las cuantías requeridas de acuerdo con los resultados de la interacción en el software ETABS. Considerando los límites de cuantía indicado en la NEC que no estén por debajo de 1% ni mayor al 3%.

3.11 Diseño de Muros en voladizo.

Los muros en voladizo se trabajaron en el programa GEO5, este software también ayuda calculando el As mínimo que necesitan las diferentes partes del muro, con lo cual se procede a calcular una cantidad de acero que satisfaga este requerimiento.

4. CAPÍTULO IV. RESULTADOS

Los resultados mostrados han sido calculados bajo efectos de los diferentes tipos de cargas correspondiente según lo indica en la NEC y que se muestran en la tabla 5 y tabla 6.

4.1 Cargas Muertas

Para las cargas muertas se debe considerar el peso propio de elementos estructurales, aquellos que lo complementan y elementos que estarán permanentemente para el funcionamiento de la edificación como lo son: acabados, instalaciones eléctricas, mampostería, etc. Las sobrecargas usadas en el proyecto se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 5. Sobrecargas Muertas de diseño.

SOBRECARGA MUERTA DE DISEÑO			
1	Peso de losa Comercial	1.74	kN/m ²
2	Instalaciones Eléctricas	0.1	kN/m ²
3	Instalaciones Sanitarias	0.15	kN/m ²
4	Mampostería	0.2	kN/m ²
5	Baldosas	0.22	kN/m ²
6	Peso cielorraso	0.2	kN/m ²

4.2 Cargas Vivas

De acuerdo con la NEC en su capítulo de cargas no sísmicas y el uso en los diferentes pisos y áreas de la edificación, se han seleccionado las cargas que se ven en la siguiente tabla.

Tabla 6. Sobrecargas Vivas para el diseño.

SOBRECARGAS VIVAS DE DISEÑO			
1	Viva interior (Áreas de recepción y corredores primer piso)	4.80	kN/m ²
2	Viva interior (Oficinas)	2.40	kN/m ²
3	Viva interior (Corredores sobre el primer piso)	2.40	kN/m ²
4	Viva interior (Comedores)	4.8	kN/m ²
5	Viva interior (Áreas de reuniones)	2.9	kN/m ²
6	Viva interior (Bodegas livianas)	6	kN/m ²
7	Viva interior (Cubierta accesible)	3	kN/m ²
8	Viva interior (No accesible)	0.7	kN/m ²
9	Viva Interior (Escaleras)	2	kN/m ²

4.3 Resultados del prediseño

El acero con el que se diseñarán las estructuras será el ASTM572G50, siendo uno de los aceros para estructuras aceptado por el AISC y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), de propiedades:

- $E = 200GPa$
- $Fy = 345MPa$
- $Fu = 450MPa$

Equivalente a:

- $E = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$
- $Fy = 3518 \text{ kgf/cm}^2$
- $Fu = 4588 \text{ kgf/cm}^2$

4.3.1 Prediseño de losa DECK

Para el prediseño de la losa con placa colaborante se considera el paño que soporta carga mayor, que será respectivamente para áreas de recepción y corredor sobre el primer piso con una sobrecarga viva de diseño de 4.8 kn/m^2 para el cálculo de carga ultima y el paño usado será el de límites entre los ejes 3, 4, C y D, se calculará la longitud efectiva para el cálculo del peralte de loseta de hormigón.

$$le = \frac{\text{Ancho del paño}}{\text{numero de vanos}}$$

$$h = \frac{100 * le (m)}{32} = cm$$

$$le = \frac{5.45m}{4} = 1.3625m$$

$$h = \frac{100 * 1.3625}{32} = 4.3cm$$

$$h = 5cm$$

Con esta primera altura se suma a la altura de la placa colaborante a usar, se ha escogido diseñar bajo el catálogo de KUBILOS optando por un espesor de placa de 0.76mm.

$$\text{Altura Total} = 5cm + 5cm_{\text{catalogo}} = 10cm$$

Tabla de ayuda para diseño KUBILOSA																		
CARGA SOBREPUESTA (KG/M')										MÁXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGÚN CONDICIONES DE APOYO								
ESPESOR KUBILOSA	ESPESOR LOSA	SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (m)									ESPESOR KUBILOSA	EDIFICIÓN DE APOYO	ESPESOR DE LA LOSA (cm)					
		(mm)	(cm)	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80			3,00	3,20	3,40	(mm)	5	6
0,65	5	2.200	1.727	1.365	1.098	894	736	610	509	426	357	0,65	una luz dos luces tres luces		1,67	1,52	1,47	1,42
	6	2.200	1.979	1.565	1.258	1.025	844	700	584	489	410				2,06	1,98	1,90	1,84
	7	2.200	2.229	1.763	1.416	1.156	951	789	659	552	463				1,91	1,83	1,76	1,70
0,76	5	2.200	2.046	1.624	1.311	1.074	889	742	624	527	446	0,76	una luz dos luces tres luces		1,67	1,60	1,54	1,49
	6	2.200	2.345	1.861	1.503	1.231	1.019	851	716	605	513				2,17	2,08	2,01	1,94
	7	2.200	2.641	2.097	1.694	1.388	1.149	960	807	682	579				2,01	1,92	1,85	1,79
0,90	5	2.200	2.450	1.951	1.582	1.301	1.082	909	744	582	456	0,90	una luz dos luces tres luces		1,77	1,70	1,63	1,58
	6	2.200	2.808	2.236	1.813	1.492	1.241	1.043	883	751	643				2,30	2,20	2,12	2,05
	7	2.200	3.200	2.519	2.043	1.681	1.399	1.175	995	847	725				2,12	2,03	1,96	1,89
	8	2.200	2.200	2.801	2.272	1.869	1.556	1.307	1.107	943	807							

Figura 16. Tabla para ayuda de diseño KUBILOSA
Fuente: Catálogo KUBILOSA 2023

La luz máxima para las vigas menores de acuerdo con el catálogo y perfil escogido será de 1.67 metros. El peso de la losa mostrado en la tabla 4 (Sobrecargas Muertas de diseño) se calculó con el volumen del hormigón para el perfil de 5cm de loseta y como no muestra el peso de placa colaborante se ha usado el catálogo de NOVACERO para con un perfil similar tomar el peso de la placa colaborante. Para seleccionar el espesor de la plana tomaremos en cuenta las especificaciones de diseño del (SDI, 2011), que nos especifica como espesor mínimo 0.75mm.

Peso de loseta de acuerdo al volumen en el catálogo de KUBILOSA

$$Volumen = 0.06950m^3$$

$$Peso\ de\ loseta = 0.06950m^3/m^2 * \frac{2.4Tn}{m^3} = 0.1668T/m^2$$

Peso de placa colaborante de 0.75mm según catalogo NOVACERO.

$$Peso\ de\ loseta = 0.00747 Tn/m^2$$

$$Peso\ Total = 0.1668 + 0.00747 = 0.17427 Tn/m^2$$

4.3.2 Prediseño de vigas metálicas IPE

Se ha considerado 3 principales tipos de vigas de acuerdo con el propósito del uso, denominando como vigas menores aquellas que soporten directamente la losa, vigas secundarias aquellas que ayuden a reducir luces entre las vigas principales que serán las que tienen el principal apoyo sobre las columnas. Las vigas menores serán donde descansen la losa con placa colaborante, se han colocado según la distancia mínima entre apoyos que se recomienda de acuerdo con el perfil en el catálogo para la losa.

En el Anexo 6.3 se puede observar el procedimiento automatizado en Excel, donde los resultados fueron los siguientes:

Tabla 7. Resultados del prediseño de las vigas metálicas IPE.

VIGAS MENORES	
En los extremos	IPE160
En el centro	IPE 220
VIGAS INTERMEDIAS	
Eje X	IPE 400
Eje Y	IPE 240
VIGAS PRINCIPALES	
Eje X	IPE 450
Eje Y	IPE 500
VIGAS DE BORDE	
IPE 120	

4.3.3 Prediseño de columna metálica

Para el prediseño de la sección de la columna de acero se ha realizado el cálculo de cargas axiales, para la columna E5 de mayor área cooperante ($61.81 m^2$), obteniendo así la columna HSS30X30X1.2 con las siguientes características:

$$Pu = 137581 \text{ kgf}$$

Tabla 8. Datos del Perfil Seleccionado.

Perfil: HSS30X30X1.2

b	30	cm	Lado 1 del perfil
h	30	cm	Lado 2 del perfil
t	1.2	cm	Espesor del sentido x del perfil
t _w	1.2	cm	Espesor del sentido y del perfil
A	138.2	cm ²	Área del perfil
I _x	19144	cm ⁴	Inercia en eje X
I _y	19144	cm ⁴	Inercia en eje Y
L	350	cm	Altura libre de Columna
r	11.768	cm	Radio de Giro del perfil
Z _{x-y}	1493.9	cm ³	Modulo Plástico del perfil
k	1		Coefficiente de longitud Efectiva

4.3.4 Prediseño de columna de hormigón

De ejemplo se muestra el uso de la ecuación indicada en el capítulo 3, para la columna F7.

$$Ag = \frac{50820}{0.80(0.60)[0.85(0.99) * 210 + 0.01 * 14200]}$$

$$A_g = 446.85 \text{ cm}^2$$

Que optando por las dimensiones mínimas de acero de acuerdo con la NEC de 30x30cm se tiene un área de 900cm^2 , lo que cubre el área calculada. Para corroboración de las 3 columnas del prediseño se puede visualizar en el Anexo 6.4.

4.3.5 Prediseño de muro en voladizo

Para el modelado se ha considerado una carga de 2kn/m^2 variable por encima del suelo para simular el paso de las personas, los espesores de suelo se realizaron de acuerdo con lo indicados en el estudio de suelos.

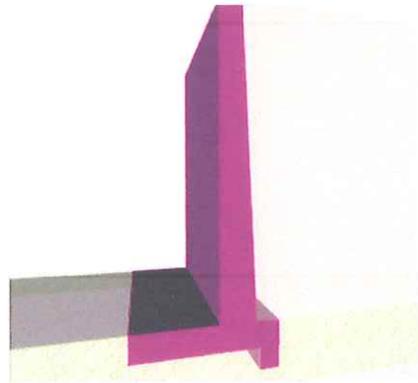


Figura 17. Vista en 3D del muro propuesto.
Fuente: Geo5.

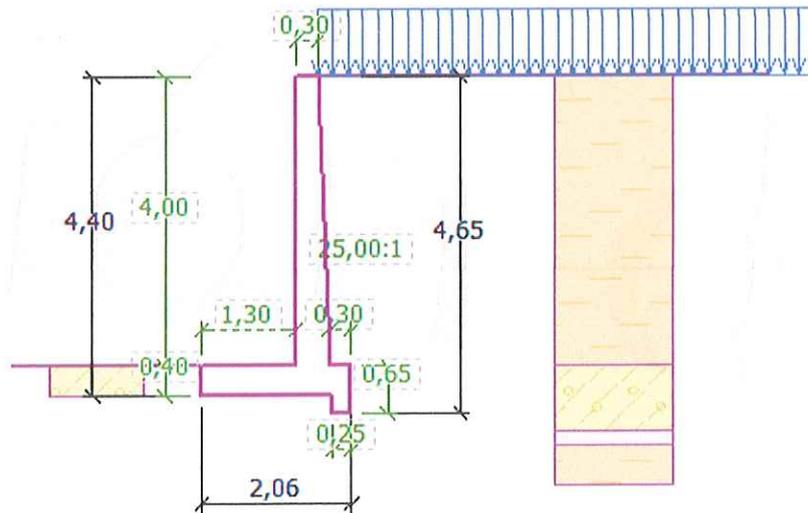
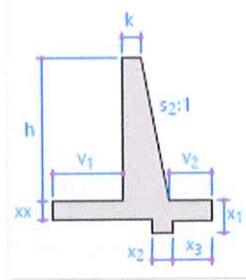


Figura 18. Resultados de las dimensiones óptimas para el muro en voladizo.



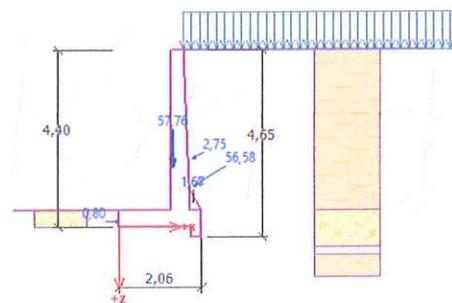
Datos del Muro					
k =	0,30 [m]	v ₁ = 1,30 [m]	s ₁ =		[-]
h =	4,00 [m]	v ₂ = 0,30 [m]	s ₂ =	25,00	[-]
h ₁ =		v ₃ =		Mango	0,46 [m]
h ₂ =		x ₁ = 0,65 [m]	x ₃ =		0,00 [m]
xx =	0,40 [m]	x ₂ = 0,25 [m]			

Figura 19. Dimensiones del muro de contención - Fuente: Geo5.

Dentro de las verificaciones que realiza Geo5 se encuentra la verificación por vuelco, deslizamiento, excentricidad, capacidad portante y de estabilidad donde se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 9. Resultados de las verificaciones del muro en voladizo.

Verificación Tipo	% de Aceptación
Vuelco	59.00%
Deslizamiento	91.80%
Excentricidad Permitida (0.33)	23.20%
Capacidad Portante (Rectangular)	68.20%
Capacidad Portante (Trapezoidal)	85.2%



Verif. de Equilibrio: [1]						
Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación x [m] z [m]		Coef. [-]	Verificación
Peso - Muro	0,00	57,76	1,35	-1,49	1,000	VUELCO: ACEPTABLE (59,0%)
Resistencia del frente	0,80	0,00	0,00	-0,13	1,000	DESIZAMIENTO: ACEPTABLE (91,8%)
Peso - cuña de tierra	0,00	1,67	1,85	-0,59	1,000	
Presión activa	-48,50	29,14	1,88	-1,03	1,000	
Sobrecarga Viva Variable	-2,47	1,19	1,82	-1,70	1,000	

Figura 20. Verificación ante el Vuelco y Deslizamiento Fuente: Geo5

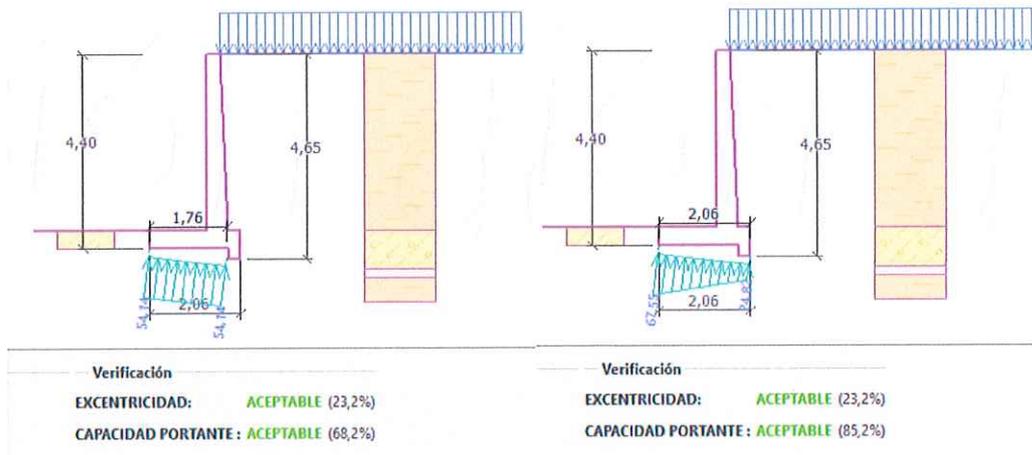


Figura 21. Verificación de resistencia de la Capacidad Portante del suelo y excentricidad
Fuente: Geo5.

La estabilidad del muro es aceptada por encima del coeficiente límite 1.5, obteniendo un factor de seguridad de 1.74.

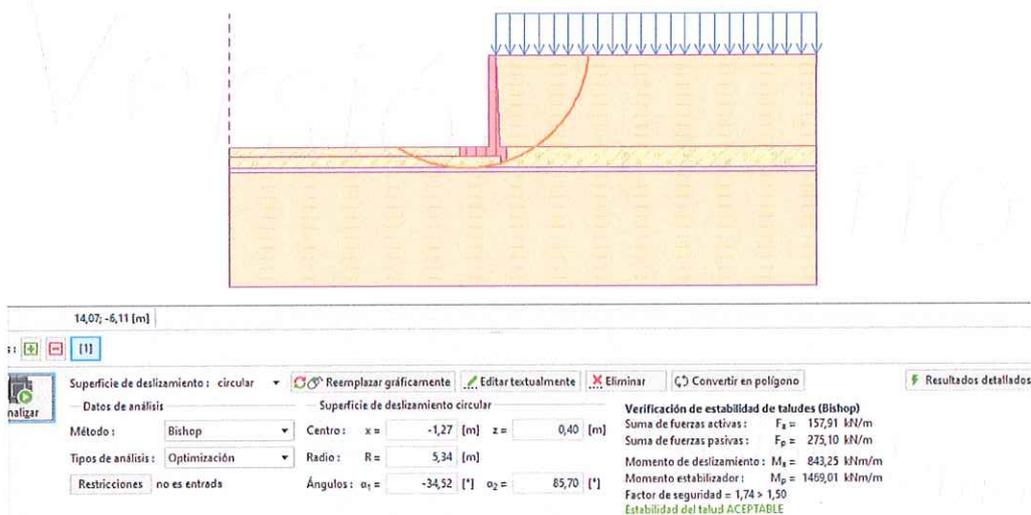


Figura 22. Verificación de estabilidad del muro.
Fuente: Geo5.

4.4 Modelación de la estructura en ETABS

Con finalidad de encontrar las sollicitaciones de carga finales a las cuales está sometida la estructura se modela en ETABS. Se deben conocer los parámetros sísmicos los cuales se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 10. Parámetros sísmicos.

Parámetros sísmicos	
Z	0.50
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
N	1.80
R	4.50
Ω_0	3.00
Cd	4.00
I	1.3
T_0 (seg)	0.0138
T_C (seg)	0.763
T (seg)	0.61
Sa	1.008
ϕ_{pi}	1
ϕ_{Ei}	1
C	0.2912
k	1.055

A continuación, los pasos de modelación:

- Creación de acero A572G50

General Data

Material Name: A572G50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Change...]

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kg/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kg-s/Vol³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 203991.82 kg/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 784193.04 kg/cm²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...]

[Material Damping Properties...]

[Time Dependent Properties...]

[OK] [Cancel]

Figura 23. Definición de acero A572G50.

- Creación del hormigón 210kg/cm²

General Data

Material Name: Hormigon 210 kg/cm²

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Change...]

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kg/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kg-s/cm³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 218819.79 kg/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 91174.31 kg/cm²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...]

[Material Damping Properties...]

[Time Dependent Properties...]

Modulus of Rigidity for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Figura 24. Definición de hormigón de 210 kg/cm²

- Definición de columna de hormigón, considerando las inercias agrietadas.

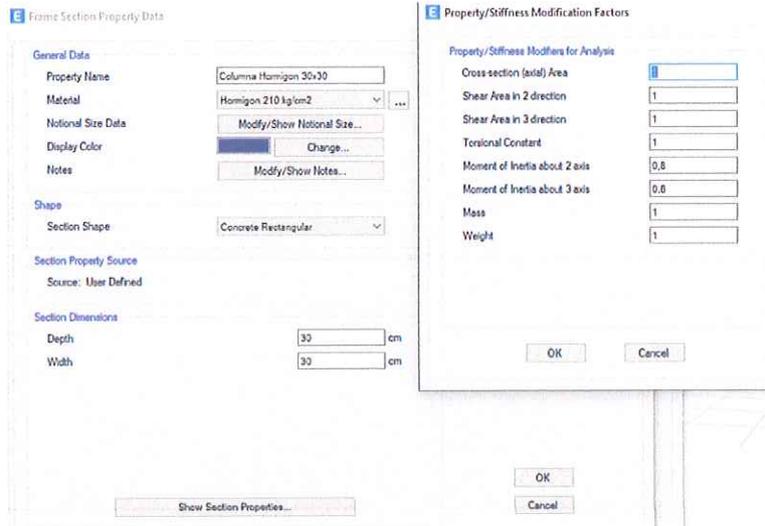


Figura 25. Definición de columna de hormigón.

- Definición de columna metálica.

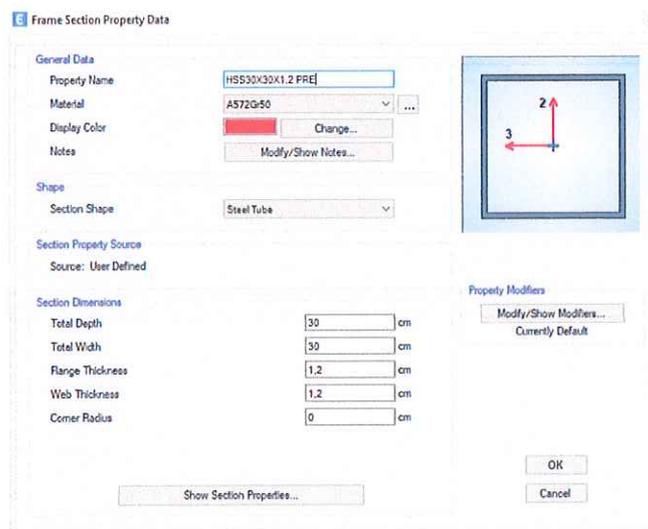


Figura 26. Definición de columna metálica HSS30x30x1.2.

- Definición de vigas metálicas.

Se exportaron los perfiles IPE del prediseño con el código europeo, estableciendo el acero A572G50 con el que se está diseñando.

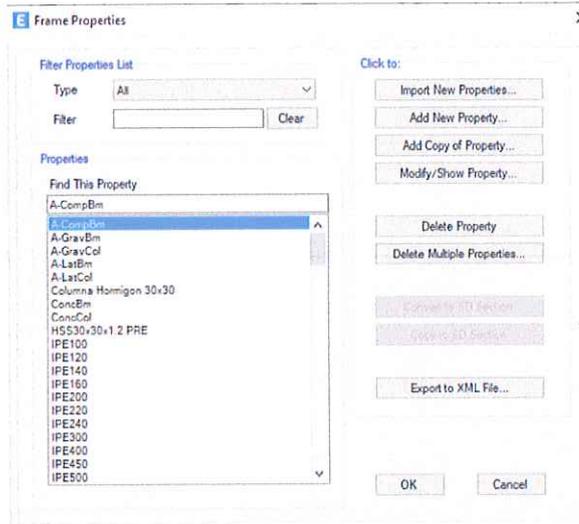


Figura 27. Vigas IPE.

- Definición de losa Deck.

Para la losa con placa colaborante se diseña con la sección de hormigón de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$



Figura 28. Definición de Losa Deck.

- Definición de masa (Peso Sísmico).

Se incluye el peso de los acabados donde se ha considerado pesos de instalaciones eléctricas y otros parámetros mostrados en la sección 3.1 (Cargas Muertas).

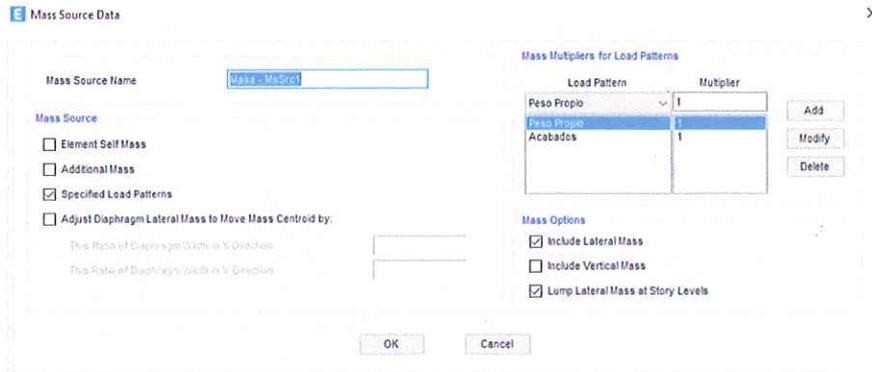


Figura 29. Definición de masa.

- Definición de patrones de carga.

Se crean los patrones de carga y los sismos con respecto al análisis estático.

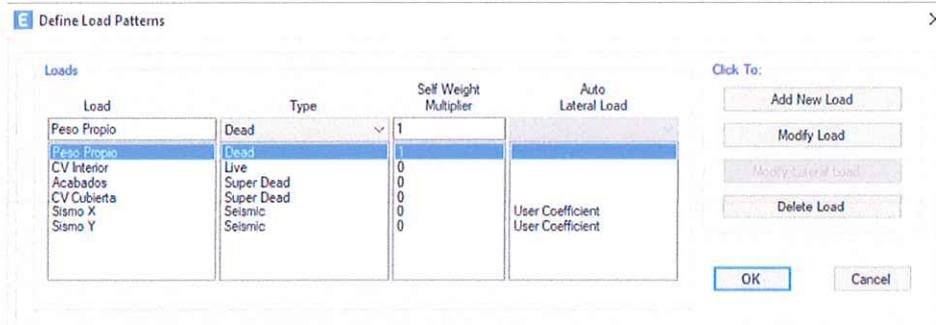


Figura 30. Definición de patrones de carga.



Figura 31. Ingreso de coeficiente C y K respectivamente para el patrón de sismo X.

- Definición de Espectro de Diseño.

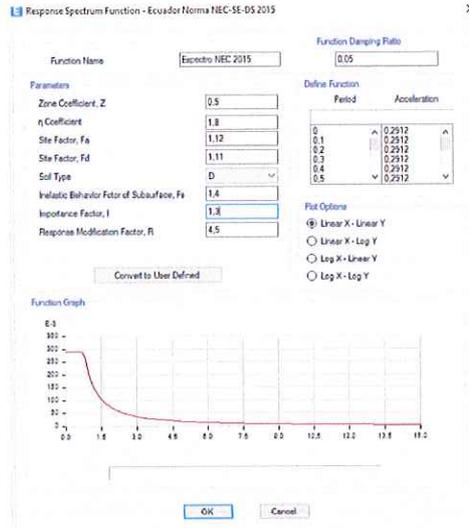


Figura 32. Definición del Espectro de Respuesta.

- Definición de casos de carga.

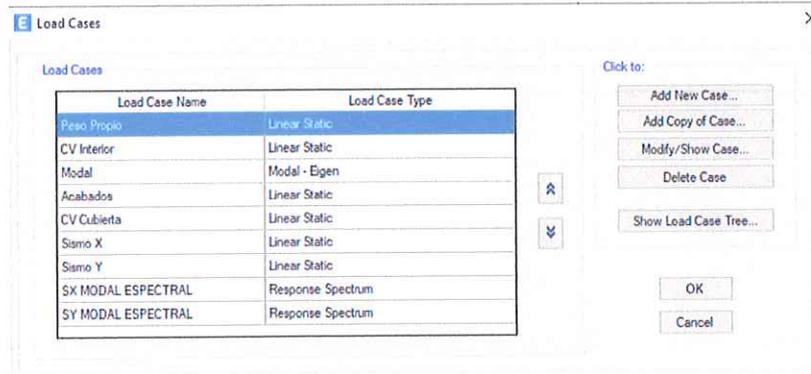


Figura 33. Definición de casos de carga.

Se definen los casos de sismos respecto al cortante basal (Estáticos) y los casos de sismo con respecto al espectro de diseño (Dinámicos).

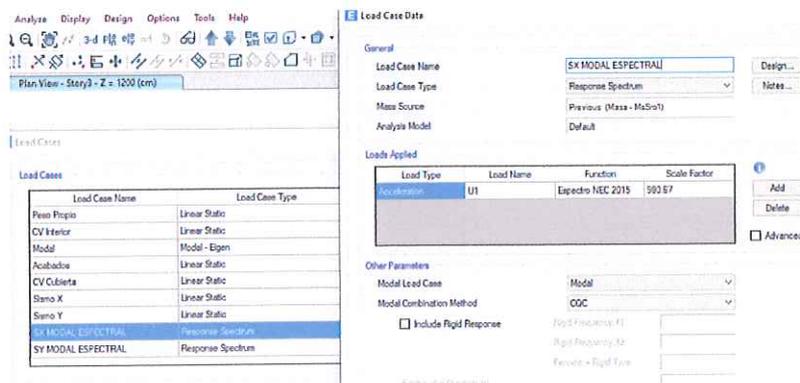


Figura 34. Definición de sismos dinámicos.

- Asignar diafragmas rígidos.

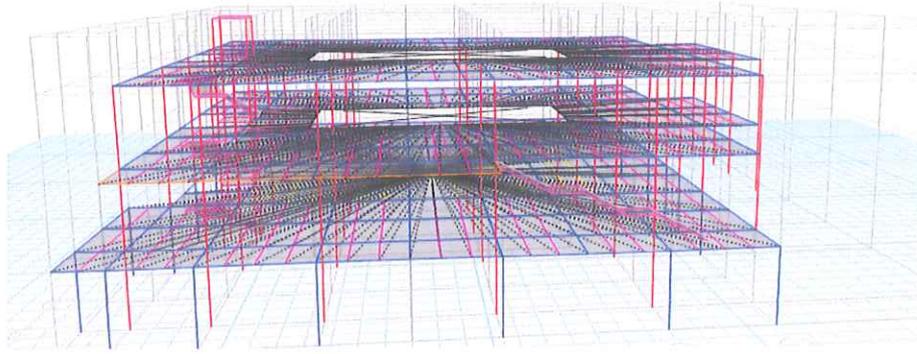


Figura 35. Asignación de diafragmas rígidos en la estructura.

- Definición de coeficientes de preferencia de diseño.

Se ingresan los valores como R, omega, Cd, Sa.

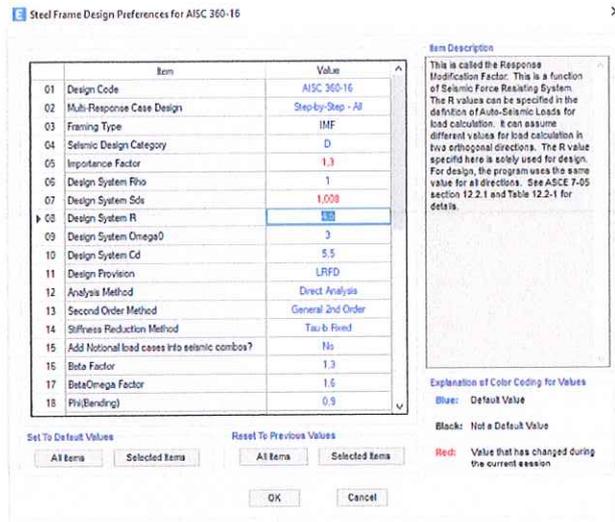


Figura 36. Preferencias de diseño para estructuras metálicas.

- Dibujo de la estructura.

Se toma en cuenta el esquema propuesto en los detalles y planos arquitectónicos, cargas de diseño vivas y muertas, prediseño de elementos estructurales, obteniendo así el siguiente esquema en ETABS. Para considerar el ascensor se considera la misma sección de columnas de piso y bajo la creación de losa se asigna el peso comercial del ascensor, sus dimensiones fueron dadas en el plano arquitectónico de 2x2 metros lo cual será consideración para seleccionar el peso.

Carga nominal Q (Kg)	1.500	2.000	2.500	3.000	3.500
Aplicación					
Sup. máxima Ax B (m²)	≤ 4.8	≤ 4.2	≤ 6.6	≤ 5.0	≤ 8.6

Figura 37. Peso del ascensor:
Fuente: Catalogo de HIDRAL



Figura 38. Esquema de la estructura con respecto al subsuelo.

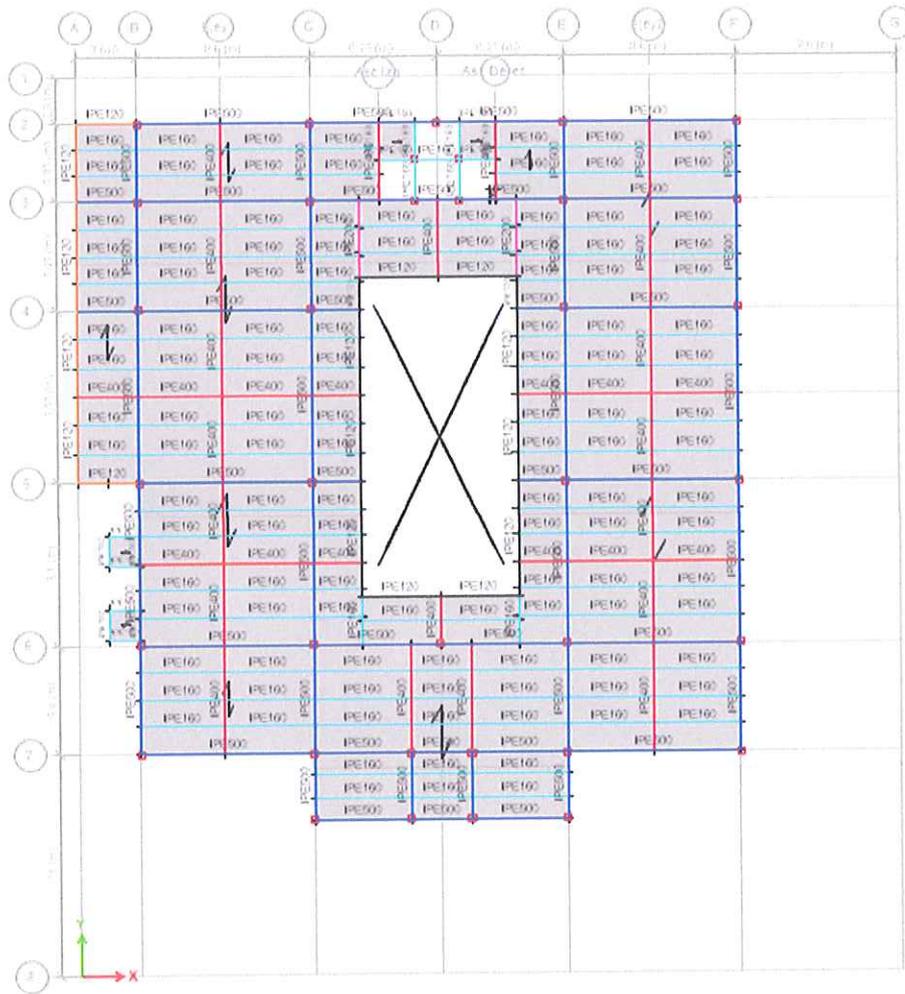


Figura 39. Esquema de la estructura con respecto a la planta baja.

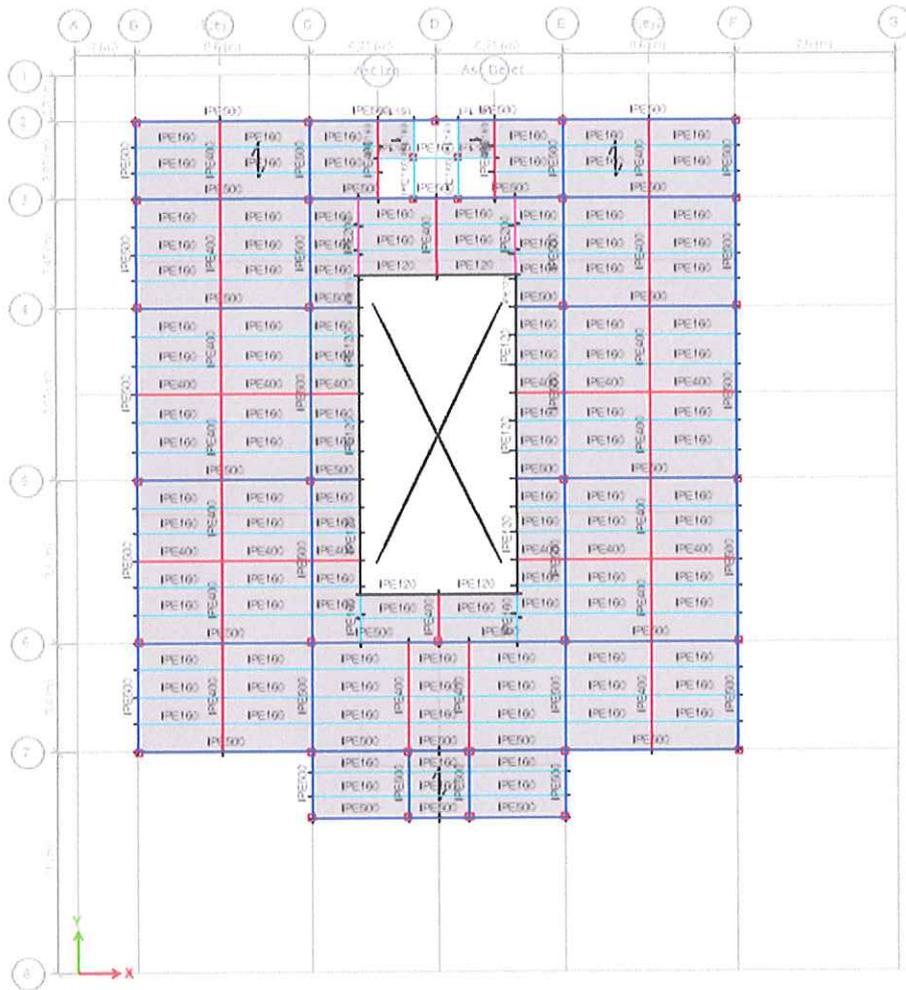


Figura 40. Esquema de la estructura con respecto a la planta alta.

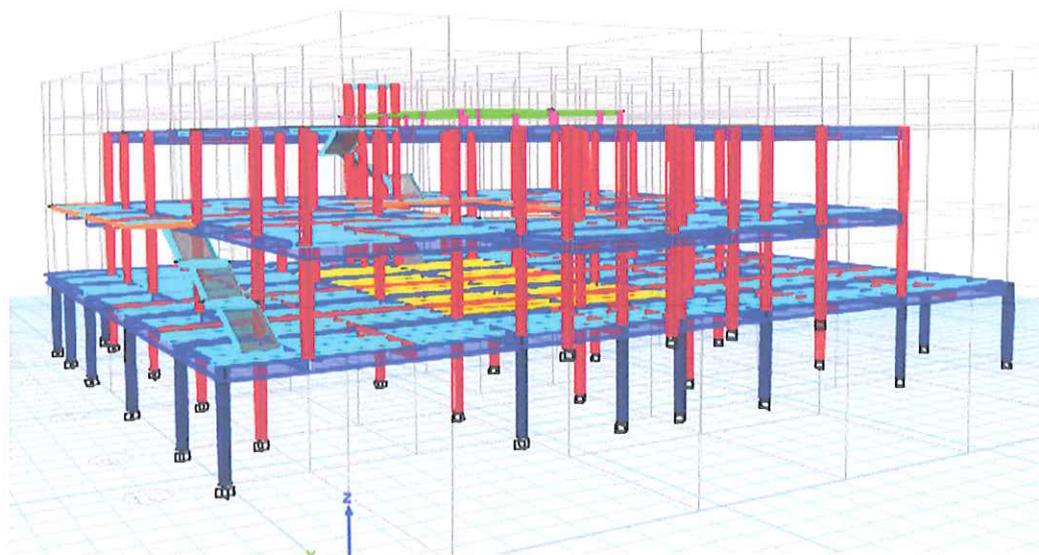


Figura 41. Modelo Estructural - Vista en 3D

4.5 Evaluación de criterios sismo resistente.

En la primera modelación, no se cumplía con los criterios de diseño sismorresistentes como las derivas, por lo cual mediante interacciones se fueron realizando cambios en el modelo, mediante las verificaciones se tuvo que considerar las irregularidades indicadas por la NEC y con ello recalcular valores como el coeficiente basal. Para tener una mejor idea del comportamiento de la edificación, se revisó el modelo final con muros y sin muros, obteniendo los siguientes resultados.

4.5.1 Modelo 1 (sin muros)

- Derivas Estáticas.

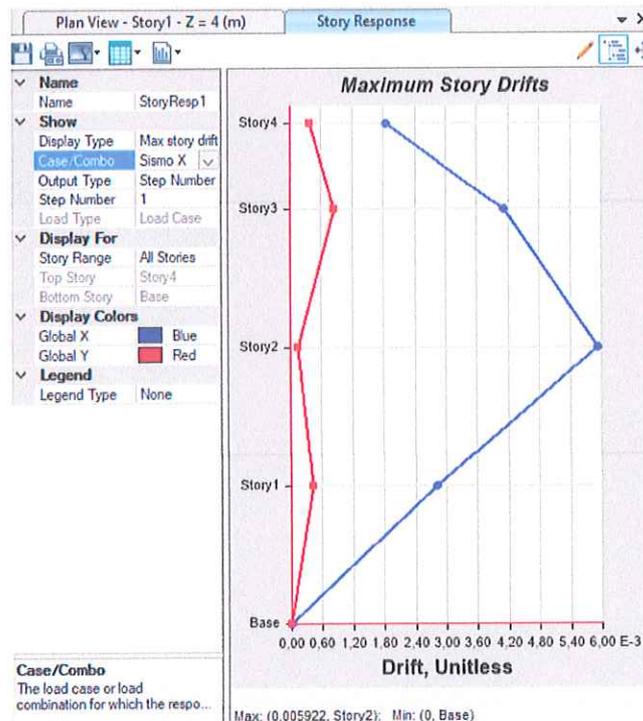


Figura 42. Deriva Estática sentido X - Modelo 1



Figura 43. Deriva Estática sentido Y - Modelo 1.

- Derivas Dinámicas

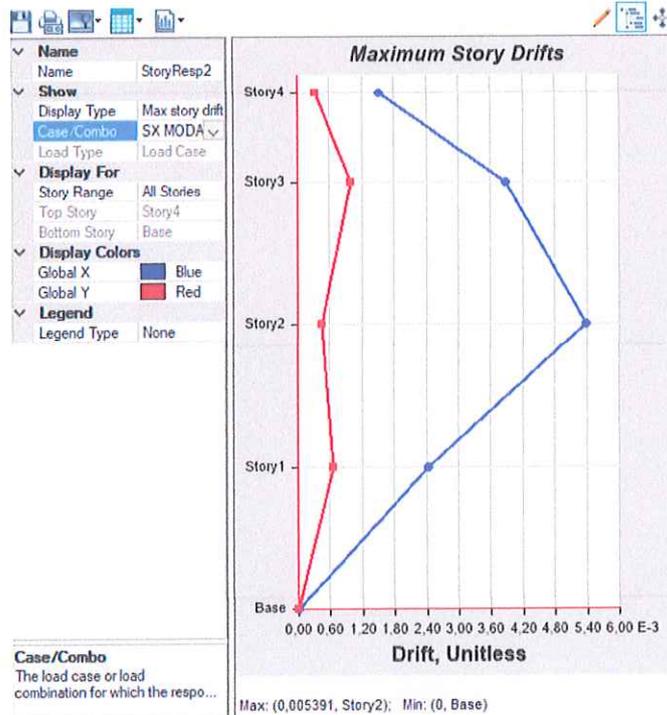


Figura 44. Deriva Dinámica sentido X - Modelo 1

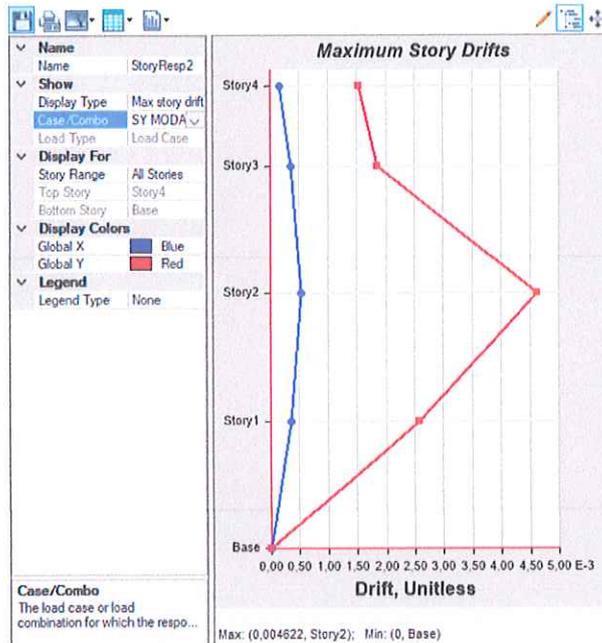


Figura 45. Deriva Dinámica sentido Y - 1

De acuerdo con la NEC las derivas deben no deben ser mayor que el 2%, en este primer modelo se observa como las derivas cumplen ese criterio, sin embargo, la deriva estática en el sentido X está al límite del permitido. Para mejor apreciación se presenta la siguiente tabla.

Tabla II. Resumen de Derivas - Modelo 1.

DERIVAS ESTÁTICAS			
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
	ETABS	$0.75 \cdot R \cdot DE$	%
SISMO X	0.005922	0.01998675	2.00%
SISMO Y	0.005413	0.018268875	1.83%

DERIVAS DINÁMICAS			
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
	ETABS	$0.75 \cdot R \cdot DE$	%
SISMO D. X	0.004608	0.015552	1.56%
SISMO D. Y	0.004252	0.0143505	1.44%

- Periodos de vibración.

Para verificar el cumplimiento de revisa que los periodos no excedan un 30% más del periodo fundamental calculado. Además de verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero rotacional, criterio que si se cumple.

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,517568252301609

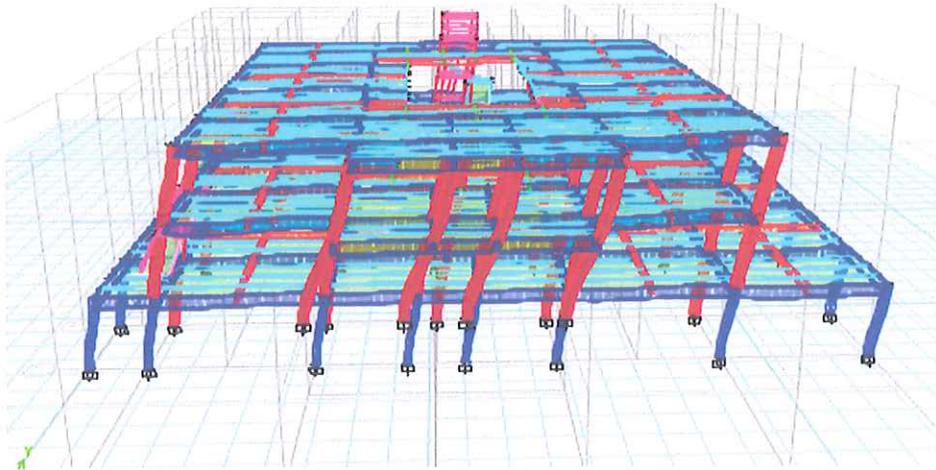


Figura 46. Primer Modo de vibración ($T=0.5175$) - Modelo 1

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,477784618105379

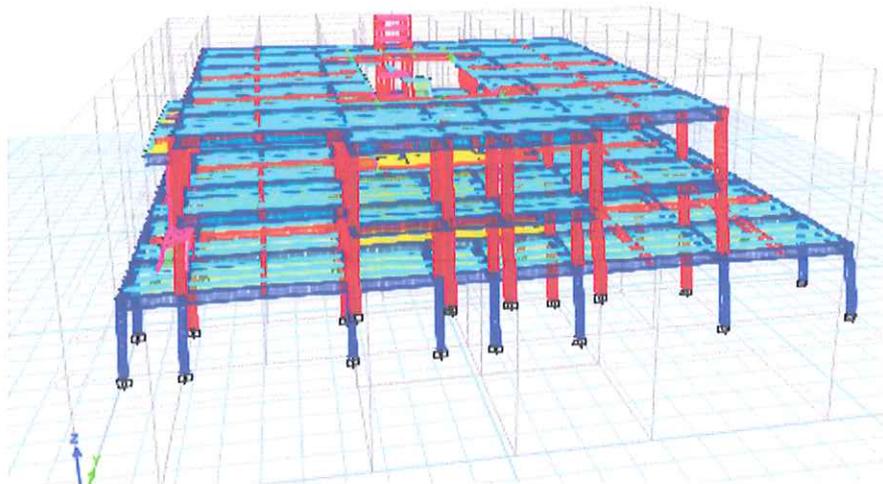


Figura 47. Segundo Modo de vibración ($T=0.477$) - Modelo 1

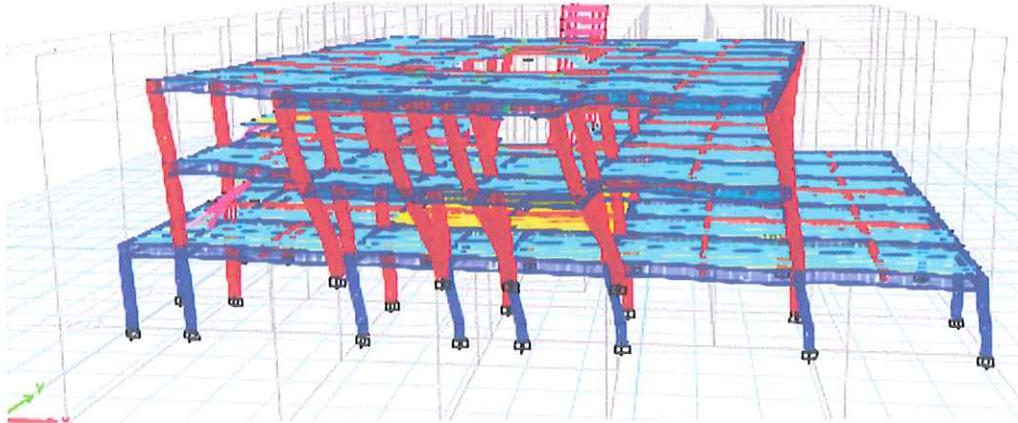


Figura 48. Tercer Modo de vibración ($T=0.433$) - Modelo 1

- Resumen de participaciones de masas modales.

En la siguiente tabla se aprecian los periodos y resumen de participación de masas modales observando que desde el modo 6 las sumas de participaciones modales UX y UY con mayores al 90% indicado por la NEC.

Tabla 12. Participaciones Modales – Modelo 1.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.518	0.7915	0.0002	0	0.7915	0.0002	0	9.48E-03	0.2182	0.0139	9.48E-03	0.2182	0.0139
Modal	2	0.478	0.001	0.8521	0	0.7925	0.8523	0	0.1548	8.78E-03	0.0066	0.1548	0.2182	0.0206
Modal	3	0.433	0.0239	0.0087	0	0.8164	0.861	0	0.0053	0.006	0.7987	0.1601	0.2242	0.8193
Modal	4	0.209	0.1086	0.0099	0	0.925	0.8709	0	0.0617	0.3974	0.0854	0.2218	0.6217	0.9047
Modal	5	0.203	0.0037	0.008	0	0.9287	0.8789	0	0.0528	0.0177	0.001	0.2746	0.6393	0.9057
Modal	6	0.189	0.0357	0.0959	0	0.9645	0.9749	0	0.6019	0.1678	0.0027	0.8765	0.8072	0.9084
Modal	7	0.172	0.0254	0.0182	0	0.9898	0.9931	0	0.1079	0.1687	0.0869	0.9844	0.9759	0.9953
Modal	8	0.135	0.0002	1.13E-02	0	0.9901	0.9931	0	0.0003	0.0004	4.86E-02	0.9847	0.9763	0.9953
Modal	9	0.113	0.0077	1.32E-03	0	0.9977	0.9931	0	7.50E-06	0.0211	0.002	0.9847	0.9975	0.9973
Modal	10	0.11	1.31E-02	0.0056	0	0.9978	0.9987	0	0.0103	1.86E-03	0.0003	0.9949	0.9975	0.9976
Modal	11	0.099	0.0017	0.0002	0	0.9994	0.9989	0	0.0011	0.0001	0.0019	0.996	0.9976	0.9995
Modal	12	0.086	0	1.68E-02	0	0.9994	0.9989	0	0.0003	0	2.21E-02	0.9964	0.9976	0.9995

4.5.2 Modelo 2 (con muros).

- Derivas Estáticas

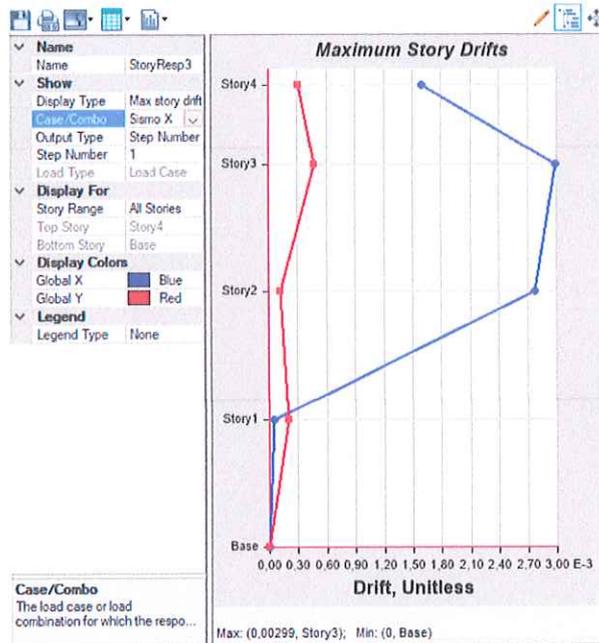


Figura 49. Deriva Estática sentido X - Modelo 2.

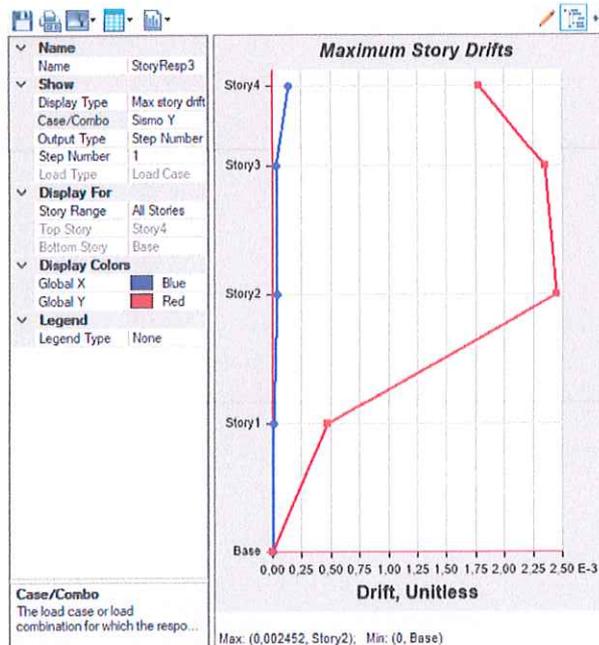


Figura 50. Deriva Estática sentido Y - Modelo 2

- Derivas Dinámicas

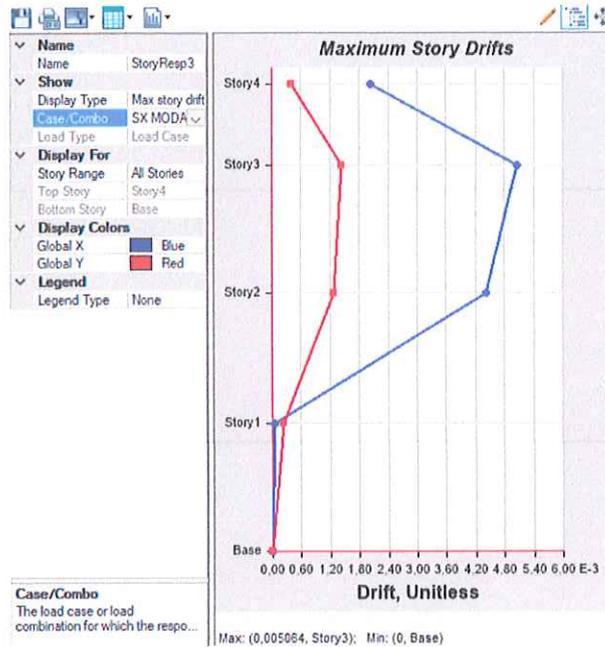


Figura 51. Deriva Dinámica sentido X - Modelo 2

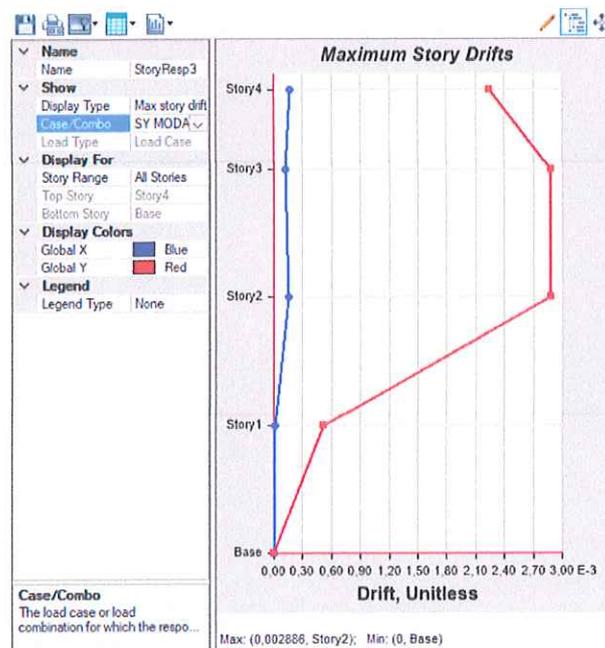


Figura 52. Deriva Dinámica sentido Y - Modelo 2

En la siguiente tabla se puede verificar el resumen de las derivas del modelo con muros, donde se verifica que las derivas en este modelo si cumplen con el criterio indicado por la NEC, donde deben ser menores al 2%.

Tabla 13. Resumen de Derivas - Modelo 2.

	Derivas Estáticas		
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
	ETABS	0.75*R*DE	%
SISMO X	0.00299	0.01009125	1.01%
SISMO Y	0.002452	0.0082755	0.83%

	Derivas Dinámicas		
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
	ETABS	0.75*R*DE	%
SISMO D. X	0.005064	0.017091	1.71%
SISMO D. Y	0.002886	0.00974025	0.97%

- Periodos de vibración.

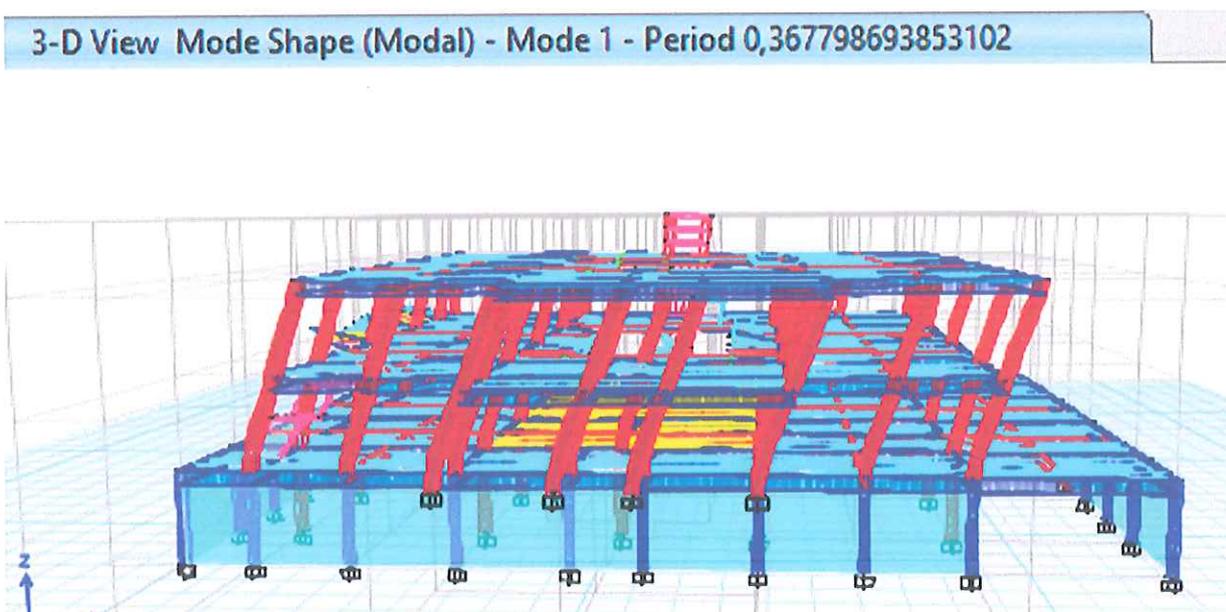


Figura 53. Primer Modo de vibración ($T=0.3677$) - Modelo 2

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,341624314644329

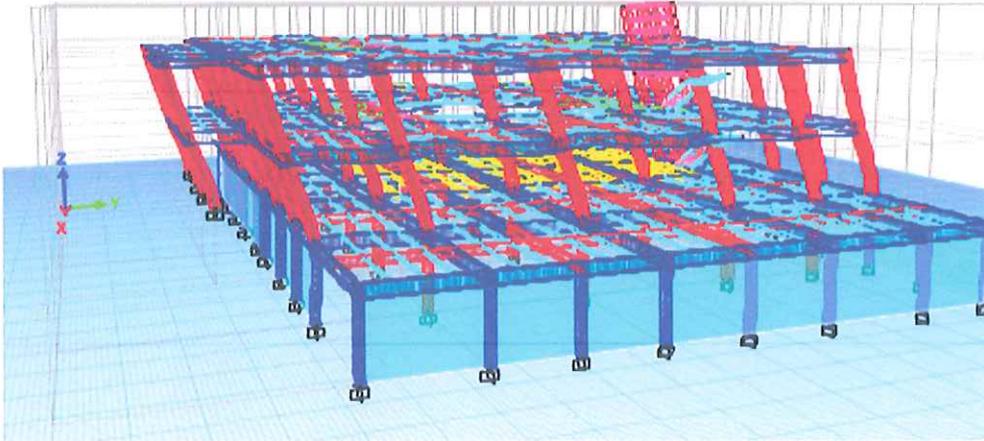


Figura 54. Segundo Modo de vibración ($T=0.34$) - Modelo 2

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,293610892286147

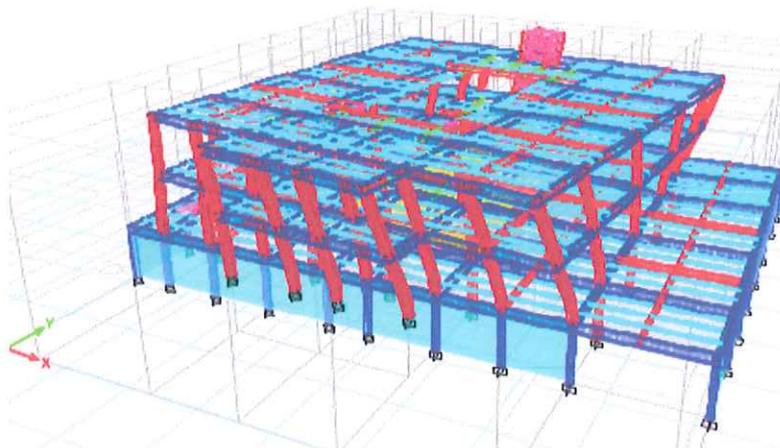


Figura 55. Tercer Modo de vibración ($T=0.29$) - Modelo 2

- Resumen de participaciones de masas modales.

Tabla 14. Participaciones Modales – Modelo 2

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	sec												
1	0.368	0.4162	0.0001	0	0.4162	0.0001	0	0.0002	0.6876	0.0431	0.0002	0.6876	0.0431
2	0.342	0.0003	0.4711	0	0.4165	0.4712	0	0.7237	0.0004	0.0006	0.7238	0.6879	0.0438
3	0.294	0.0505	0.0006	0	0.467	0.4718	0	0.0004	0.0425	0.3225	0.7242	0.7304	0.3662
4	0.203	3.72E-06	0.0005	0	0.467	0.4723	0	0.0002	0.0001	0.0004	0.7244	0.7306	0.3666
5	0.136	0.0011	0.0001	0	0.4681	0.4724	0	0.0007	0.0008	0.0002	0.7252	0.7314	0.3669
6	0.117	0.052	0.0014	0	0.5201	0.4738	0	0.0014	0.0329	0.0002	0.7265	0.7643	0.3671
7	0.116	0.001	0.0519	0	0.5211	0.5258	0	0.0375	0.0011	0.0012	0.764	0.7654	0.3683
8	0.098	0.0021	0.0003	0	0.5232	0.5261	0	0.0004	3.34E-02	0.0462	0.7644	0.7654	0.4145
9	0.086	1.23E-02	0.0001	0	0.5232	0.5262	0	8.66E-03	1.46E-02	0.0001	0.7644	0.7654	0.4145
10	0.076	0.0002	0.0001	0	0.5235	0.5263	0	0.0003	0.0005	0.0002	0.7648	0.7659	0.4148
11	0.075	4.17E-05	0.0002	0	0.5235	0.5265	0	0.0002	8.87E-03	0.0001	0.765	0.7659	0.4148
12	0.075	0.0001	0.0002	0	0.5236	0.5267	0	1.38E-06	2.69E-02	4.11E-02	0.765	0.7659	0.4149

Con ayuda de la tabla anterior tomando criterios del autor (Medina Christian & Medina Wilson, 2017) en su estudio de coeficiente de irregularidades en planta a partir del análisis de torsión en estructuras irregulares, presenta la siguiente ecuación y consideración.

$$\phi_p = 1.05 - \frac{R_{zi}}{\sqrt{U_{xi}^2 + U_{yi}^2}}$$

$$0.75 \leq \phi_p \leq 1$$

Ecuacion que se aplica en los dos primeros modos, aplicando la ecuasion con ayuda de las tablas de participación modal obtenemos los resultados de la siguiente tabla:

Tabla 15. Coeficiente de Irregularidad.

	Coeficiente de Irregularidad	
	Modelo 1	Modelo 2
Modo 1	1.032	0.946
Modo 2	1.042	1.049

Según este criterio si los valores estan por fueran del rango permitido, se indica que la estructura debe ser reconfigurada, pues el porcentaje de torsion relativa excede el 30%, que se debe considerar.

Tabla 16. Porcentaje de abertura por piso.

Irregularidad tipo O			
Nivel	Área de Nivel (m ²)	Área de abertura (m ²)	%
Subsuelo	1337.7217	0	0%
Planta Baja	1069.3526	122.4343	11%
Planta Alta	1018.4554	122.4343	12%

Sin embargo, los autores tambien expresan que si este porcentaje de abertura es menor al 50% del área en planta del piso no se debe penalizar la estructura con un rediseño.

- Irregularidad Torsional

Se procede a comprobar la irregularidad torsional en planta como lo indica la NEC- SE-DS.

Tabla 17. Irregularidad torsional en el sentido X del modelo 2.

Story	Output Case	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Validación
				m	m		
Planta Alta	SX MODAL ESPECTRAL	Max	X	0,020256	0,01482	1,367	Existe irregularidad torsional
Planta Baja	SX MODAL ESPECTRAL	Max	X	0,017688	0,014538	1,217	Existe irregularidad torsional
Sub-Suelo	SX MODAL ESPECTRAL	Max	X	0,000156	0,000143	1,091	No existe irregularidad torsional

Tabla 18. Irregularidad torsional en el sentido Y del modelo 2.

Story	Output Case	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Validación
				m	m		
Planta Alta	SY MODAL ESPECTRAL	Max	Y	0,011522	0,010694	1,078	No existe irregularidad torsional
Planta Baja	SY MODAL ESPECTRAL	Max	Y	0,011542	0,010044	1,149	No existe irregularidad torsional
Sub-Suelo	SY MODAL ESPECTRAL	Max	Y	0,002086	0,001113	1,874	Existe irregularidad torsional

Como se aprecia en las tablas anteriores existe irregularidad torsional en ambos sentidos, siendo el eje X el mas afectado.

- Ajuste del cortante basal por analisis dinamico

De acuerdo con lo indicado en la NEC 2015 para estructuras regular se debe tener un cociente entre el cortante dinámico y el cortante estático de que no debe ser menor al 80% mientras que para estructuras irregulares no debe ser menor de 85%. En base a esto se ha ajustado para que el criterio se cumpla.

Tabla 19. Ajuste del cortante basal.

CARGA/ COMBO	FX	FY	FZ
	(ton)	(ton)	(ton)
Sismo X	-712.40	0	0
Sismo Y	0	-712.40	0
Espectro X Max	659.71	13.85	0
Espectro Y Max	11.55	605.76	0

$$\text{Sentido X} \quad \frac{659.71}{712.40} = 93\%$$

$$\text{Sentido Y} \quad \frac{605.76}{712.40} = 85\%$$

La estructura se considera irregular debido a los efectos de torsion por lo cual se considera el cociente sea mayor a 85% y si se cumple.

4.6 Diseño Elementos Estructurales

4.6.1 Diseño de Losa con placa colaborante.

Utilizando las ecuaciones para el cálculo de las deflexiones máximas permitidas del ACI 318-14, en la tabla 24.2.2, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\frac{L}{480} = \text{deflexión máxima permitida en área central}$$

$$\frac{L}{240} = \text{deflexión máxima permitida en volados}$$

- Losa 1

Se observa que la deflexión mayor de la losa 1 es menor al límite permitido.

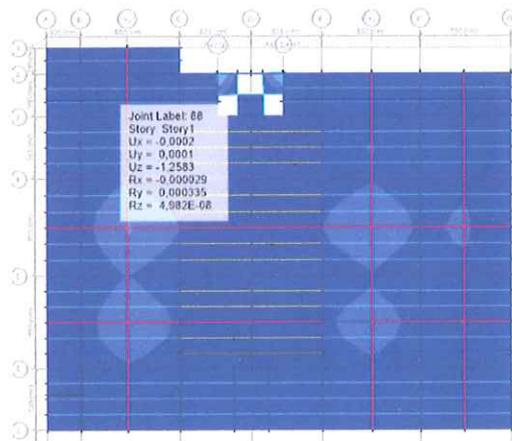


Figura 56. Deflexiones en losa 1.

$$\frac{860}{480} = 1.60\text{cm} > 1.2583\text{cm}$$

- Losa 2

Para la losa 2 se tuvo que realizar cambios en el diseño de vigas que soporta la losa, se probó aumentando dimensión de losa, pero la deflexión seguía siendo crítica, hasta modificar la estructura de vigas de apoyo de losa y aumentar a losa de 11 cm.

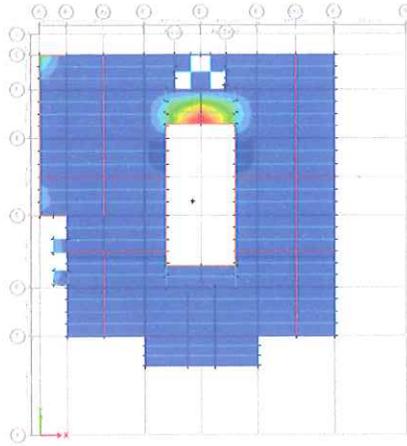


Figura 57. Configuración de vigas en losa 2 cuando la deflexión era mayor:

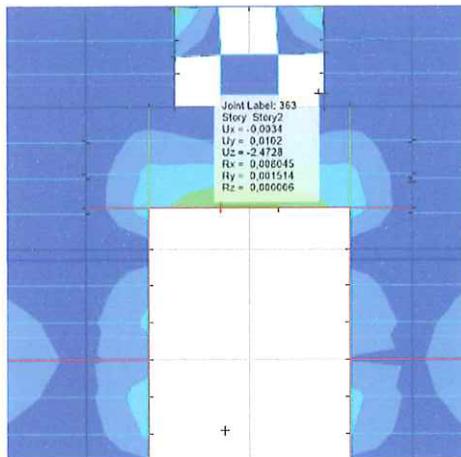


Figura 58. Deflexión máxima para volado con la nueva configuración de vigas en losa 2.

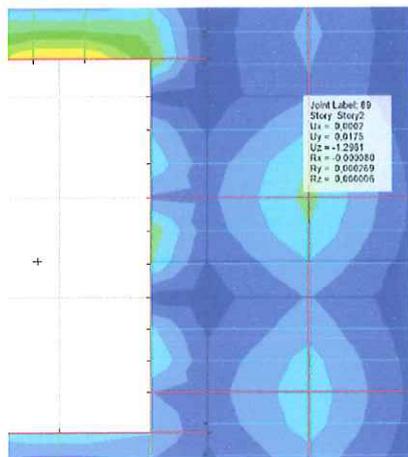


Figura 59. Deflexión máxima para paños interiores en losa 2.

$$\frac{1250}{240} = 5.20\text{cm} > 2.47\text{cm}$$

$$\frac{860}{480} = 1.79\text{cm} > 1.2961\text{cm}$$

Las deflexiones máximas están por debajo del límite, se cumple con el criterio en la losa 2.

- Losa 3

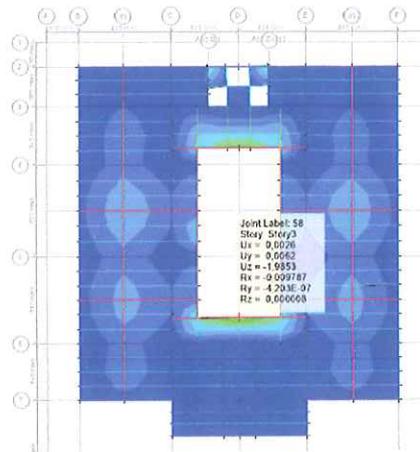


Figura 60. Deflexión máxima para volado con la nueva configuración de vigas en losa 3.

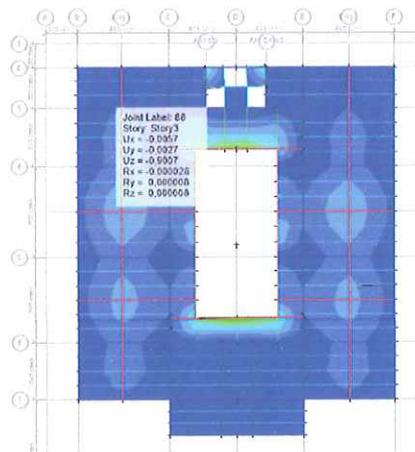


Figura 61. Deflexión máxima para paños interiores en losa 3.

$$\frac{1250}{240} = 5.20\text{cm} > 2.47\text{cm}$$

$$\frac{860}{480} = 1.79\text{cm} > 1.2961\text{cm}$$

Las deflexiones se encuentran controladas al estar por debajo de las deflexiones máximas para el piso 3.

4.6.2 Diseño de Columna Metálica.

En el prediseño se determinó el perfil HSS30X30X1.2 para columna metálica, sin embargo, este perfil no ayudaba a satisfacer las derivas de piso por lo cual, se tuvo que aumentar sección a un perfil HSS45x45x1.5. La verificación del perfil se realiza en hojas de Excel programadas con las siguientes consideraciones y se pueden observar en el Anexo 6.6.

4.6.3 Diseño de Vigas Metálica.

Las verificaciones para elementos a flexión estarán de acuerdo al AISC 360-16, se realizaron los diseños y verificación de esbeltez, por corte y flexión vigas de acuerdo con la tipología denominada. Anexo 6.7.

4.6.4 Diseño de Columna de Hormigón

De las interacciones en ETABS se obtuvo la cuantía mínima que requieren las columnas de hormigón estando al 1%.

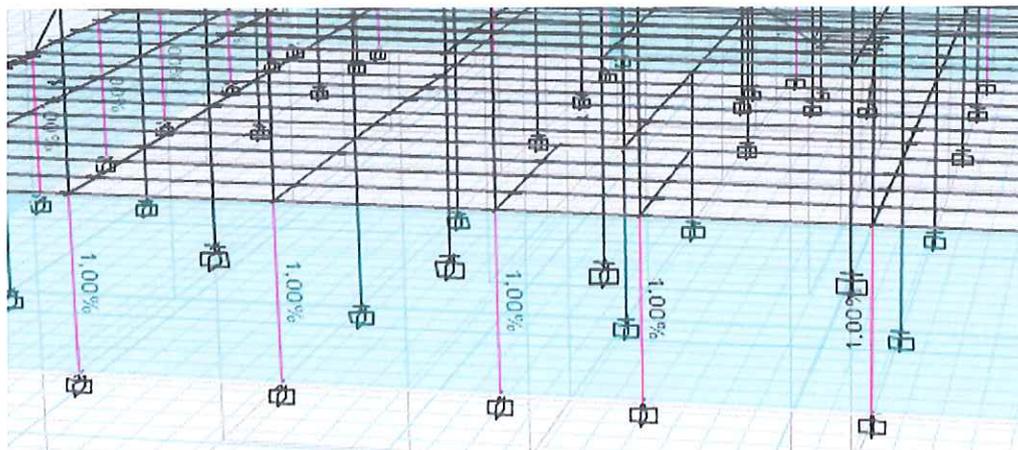


Figura 62. Cuantía de acero requerida para las columnas de hormigón.

El diseño fue realizado en base a estas consideraciones en el programa Excel, el detalle se podrá observar en el Anexo 6.5. Para la verificación de resistencia de esfuerzos se comprueba con el diagrama de interacción de columna donde se observa como los esfuerzos todos están dentro del margen esperado. Las dimensiones del prediseño se cambiaron buscando controlar el tema de las derivas, obteniendo unas dimensiones finales de 35x35cm.

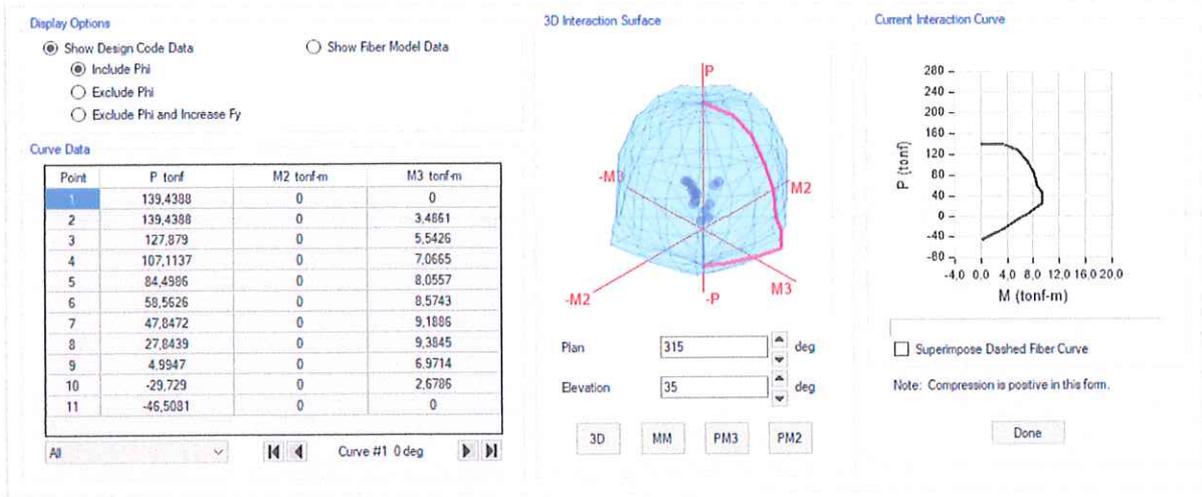


Figura 63. Diagrama de interacción de Columna de Hormigón 35x35.

4.7 Diseño de Muros en voladizo.

Con la ayuda e interacción en Geo5 se calcula el acero de refuerzo vertical para cada parte del muro en voladizo considerando un recubrimiento de 30cm, los resultados fueron las siguientes:

Tabla 20. Diseño de Armado vertical del muro.

Diseño para un metro de muro	Recubrimiento (cm)		30		
AS REQUERIDO PARA MURO EN VOLADIZO (mm ²)	# Varillas	Diámetro (mm)	Armado longitudi nal	As (mm ²)	
Verificación del tallo del muro (refuerzo trasero)	977.8	4	18	4φ18	1017.88
Verificación del salto del muro	1071.3	4	20	4φ20	1256.64
Verificación del talón del muro	76.9	1	18	1φ18	254.47
Verificación del frente (refuerzo por temperatura)	273.60	2	14	2φ14	307.88

El detalle del muro se puede observar en Anexo 6.4 Planos Estructurales

5. CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 conclusiones

Como se ha establecido en los objetivos se ha realizado el prediseño y diseño de los elementos estructurales en base las normativas de diseño de referencia como lo fue la NEC, AISC, ACI. De igual manera se realizó el análisis de la estructura en el software ETABS con la complementación de GEO5 para el muro en voladizo, mediante las interacciones se pudieron cumplir parámetros de diseño sismorresistentes en el análisis de la estructura y sus diferentes elementos.

De los dos modelos presentados, se comprobó que en el Modelo 2, la presencia del muro ayuda a controlar las derivas, sin embargo, al hacer considerablemente más rígido el nivel subsuelo, afecta a los pisos superiores y eso se corrobora con las derivas dinámicas que aumentan en el modelo 2 a comparación con modelo 1. Sin embargo, el modelo 2 es el que se consideran los resultados finales debido a que es el más cercano a la realidad.

Con respecto a los modos de vibración en el modelo 1, se observó como los modos se comportan de manera esperada, siendo traslacional en los primeros dos y el tercero rotacional, en el modelo 2 se ven respuestas similares, sin embargo las participaciones de masas se ven más bajas, sumándole las verificaciones por torsión en ambos modelos se encontraron fuera de lo permitido, aumentando la verificación por torsión y con el criterio de los autores Medina, para casos donde se supere el límite permitido se debe considerar un rediseño si es que también se cumple que la abertura de la estructura supera el 50% del área en planta, caso que no pasa en el presente proyecto.

Se entrega mediante los planos en anexos, los elementos finales y propuestos que han cumplido con los parámetros establecidos en el presente proyecto, se considera el modelo presentado una buena opción para partir en un análisis más profundo, se ha comprobado que en derivas y deflexiones cumple satisfactoriamente. Los perfiles metálicos fueron comprobados desde el predimensionamiento que sean compactos, bajo normativas AISC y para los elementos de hormigón se ha seguido indicaciones de la normativa ACI y ASCE, todas las normativas mencionadas y adicionales bajo el seguimiento principal de la NEC 2015.

Se debe considerar la magnitud del proyecto que cuenta con luces de 5 a 8 metros y altura de pisos de 4 metros, pese a esto los elementos de forma individual mantienen un buen desempeño que se puede observar en Anexos. Así mismo, se considera que se ha cumplido con

los objetivos propuestos, contribuyendo al proyecto otorgando una propuesta de diseño que cumpla con parámetros de diseño sismo resiste y normativas de diseño entregando también planos de los resultados obtenidos con respecto a elementos de hormigón, elementos metálicos, y configuración estructural de vigas en cada planta, los mismos se observaran en el Anexo 6.4.

5.2 Recomendaciones

- Para futuros estudios se podría plantearse otra propuesta con sistemas estructurales diferentes como: muros o diagonales rigidizadores.
- Se recomienda verificar que los elementos metálicos a usar sean compactos bajos las normativas de diseño AISC y NEC 2015.
- Se recomienda que se usen sistemas de drenaje superficiales.
- Se recomienda realizar y respetar el diseño del acero de refuerzo en elementos de hormigón bajo criterios de las normas de diseño.

Bibliografía

- American Concrete Institute. (s.f.). *ACI 318-19*. Capítulo Ecuatoriano del American Concrete Institute.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2019). *Specification for Structural Steel Buildings AISC 360*.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- CARGAS (NO SISMICAS) NEC-2015. (2014). Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Construcción, N. E. (2023). *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- DAS, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería en Cimentaciones*.
- GEO5. (2024). *SOFTWARE GEOTECNICO GEO5*. Obtenido de <https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/caracteristicas/>
- I. I. (2022). *Instituto Nacional de Estadística y Censos*. Obtenido de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/institucional/201-279-personas-mas-viven-en-manabi/#:~:text=Portoviejo%20es%20el%20cant%C3%B3n%20m%C3%A1s,todos%20los%20habitantes%20del%20Ecuador.>
- León, I. V. (31 de 08 de 2020). *Estudiantes conocen sobre la importancia del análisis estructural en edificaciones*. Obtenido de <https://www.ups.edu.ec/noticias?articleId=17332531>
- Macias , J. A. (s.f.). *FLEXIBILIZACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES DE PORTICOS DE DOS PISOS*. Obtenido de <https://repositoriobe.espe.edu.ec/server/api/core/bitstreams/1bed499c-bc92-4103-96df-6716bfe5271c/content>
- Medina Christian, D., & Medina Wilson, S. (31 de 07 de 2017). *Coefficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares*. Obtenido de https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/763

Normativa Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-3-ACERO.pdf>

Normativa Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO-.pdf>

Primicias, R. (4 de 6 de 2024). *Manta es la ciudad más violenta de Manabí; el trasfondo es la guerra entre Los Lobos y Los Choneros*. Obtenido de <https://www.primicias.ec/noticias/seguridad/manabi-cupula-policial-militar-violencia-inseguridad/#:~:text=En%20el%20caso%20del%20Distrito,periodo%20en%202023%2C%20hubo%20320>.

S. S. (2011). https://asmankharash.com/wp-content/uploads/2021/04/01-SDI_ANSI_C_2011.pdf. Obtenido de https://asmankharash.com/wp-content/uploads/2021/04/01-SDI_ANSI_C_2011.pdf

6. ANEXOS

6.1 cálculo de parámetros sísmicos.

Las consideraciones que se han tomado son de acuerdo con la NEC – 2015 en su capítulo de Peligro sísmico parte 1 (NEC-SE-DS). Con el objetivo de obtener los valores de la aceleración espectral (S_a), el periodo fundamental (T) y el coeficiente basal (c).

6.1.1 Valor Z

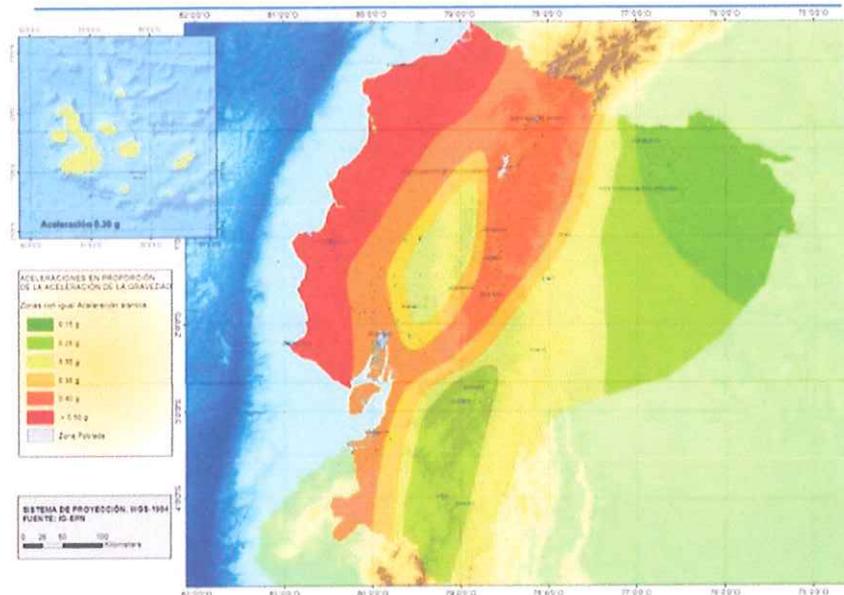


Figura 64. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador
Fuente NEC 2015.

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

Figura 65. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada
Fuente NEC 2015.

La ubicación del proyecto es en Manta, por lo tanto, de acuerdo al mapa de zonificación se le otorga para el valor:

$$Z = 0.50$$

6.1.2 Coeficientes F_a , F_d y F_s

De acuerdo con el estudio se suelos, se cuenta con un suelo tipo D, de acuerdo a la clasificación otorgada por la NEC, para la determinación de los coeficientes F_a , F_d y F_s se hace uso de las tablas del capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC-SE-DS – Peligro Sísmico parte 1)

$$F_a = 1.12$$

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

Figura 66. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .
Fuente NEC 2015

$$F_d = 1.11$$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 67. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .
Fuente NEC 2015

$$F_s = 1.40$$

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

Figura 68. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s .
Fuente NEC 2015

6.1.3 Factor η

El proyecto se encuentra dentro de lo que son las provincias de la Costa, por lo tanto:

$$\eta = 1.80$$

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Figura 69. Factor η
Fuente NEC 2015

6.1.4 Coeficiente R o Factor de reducción de resistencia sísmica

De acuerdo con las indicaciones arquitectónicas, el edificio será compuesto por estructura metálica, en base a esta tipología se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R). Se recurre al ASCE 7-16 para una mejor especificación del coeficiente con respecto al sistema estructural (IMF). En la siguiente tabla se encuentran los coeficientes R, Ω_0 y C_d que son requerido de acuerdo con la NEC para estructuras de acero.

$$R = 4.50$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 4$$

Nonbuilding Structure Type	Detailing Requirements	Structural System and Structural Height, h_n , Limits (ft) ^a								
		R	Ω_c	C_d	Seismic Design Category					
					B	C	D ^b	E ^b	F ^c	
Steel storage racks	Sec. 15.5.3.1	4	2	3.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Steel cantilever storage racks hot-rolled steel										
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISC 360	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	
Ordinary moment frame (cross-aisle) ^d	15.5.3.2 and AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Ordinary braced frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISC 360	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	
Ordinary braced frame (cross-aisle) ^f	15.5.3.2 and AISC 341	3.25	2	3.25	NL	NL	NL	NL	NL	
Steel cantilever storage racks cold-formed steel ^f										
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	
Ordinary moment frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	1	1	1	NL	NL	NL	NL	NL	
Ordinary braced frame (cross-aisle)	15.5.3.2 and AISI S100	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	
Building frame systems:										
Steel special concentrically braced frames	AISC 341	6	2	5	NL	NL	160	160	100	
Steel ordinary concentrically braced frame	AISC 341	3 ^{3/4}	2	3 ^{3/4}	NL	NL	35 ^f	35 ^f	NP ^f	
With permitted height increase	AISC 341	2 ^{1/2}	2	2 ^{1/2}	NL	NL	160	160	100	
With unlimited height	AISC 360	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Moment-resisting frame systems:										
Steel special moment frames	AISC 341	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Special reinforced concrete moment frames ^g	ACI 318, including Chapter 18	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Steel intermediate moment frames:	AISC 341	4.5	3	4	NL	NL	35 ^{h,i}	NP ^{h,i}	NP ^{h,i}	
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	160	160	100	
With unlimited height	AISC 341	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL	
Intermediate reinforced concrete moment frames:	ACI 318, including Chapter 18	5	3	4.5	NL	NL	NP	NP	NP	
With permitted height increase	ACI 318, including Chapter 18	3	2	2.5	NL	NL	50	50	50	
With unlimited height	ACI 318, including Chapter 18	0.8	1	1	NL	NL	NL	NL	NL	
Steel ordinary moment frames:	AISC 341	3.5	3	3	NL	NL	NP ^{h,i}	NP ^{h,i}	NP ^{h,i}	
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	100	100	NP ^{h,i}	
With unlimited height	AISC 360	1	1	1	NL	NL	NL	NL	NL	
Ordinary reinforced concrete moment frames:	ACI 318, excluding Chapter 18	3	3	2.5	NL	NP	NP	NP	NP	
With permitted height increase	ACI 318, excluding Chapter 18	0.8	1	1	NL	NL	50	50	50	

Figura 70. Tabla de coeficientes sísmicos.
Fuente: ASCE 7-16

6.1.5 Coeficiente de Importancia (I)

Con respecto al tipo de uso de oficinas para un ECU 911, una institución que procura mantener la seguridad y el orden en todo momento se ha decidido clasificarle según la NEC como: Estructuras de ocupación especial $I = 1.3$

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

Figura 71. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura
Fuente: NEC 2015

6.1.6 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa)

Expresado también como fracción de la aceleración de la gravedad, se calcula en base a parámetros establecidos anteriormente según la NEC 2015.

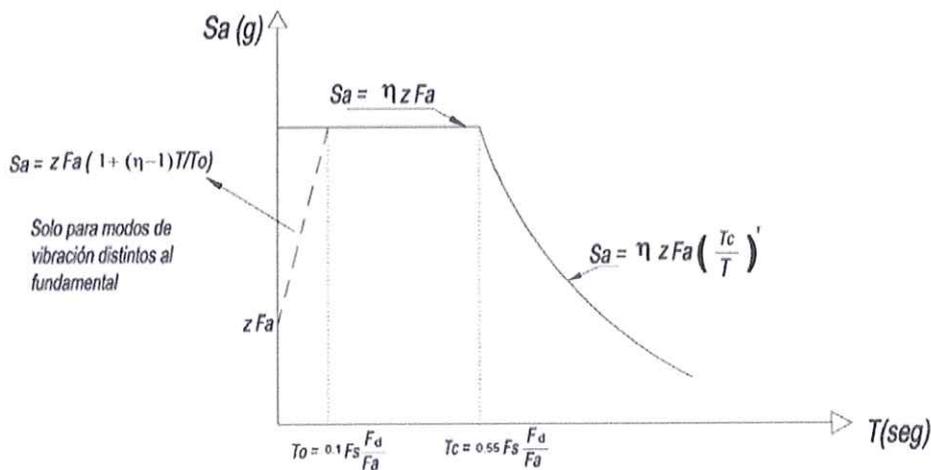


Figura 72. Consideraciones para el cálculo de S_a .
Fuente: NEC 2015

Por lo tanto, se calcula el periodo fundamental y los periodos límites de vibración para el espectro de diseño.

Períodos límites

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \qquad T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.40 * \frac{1.11}{1.12} = 0.0138 \text{ s}$$

$$T_c = 0.55 * 1.40 * \frac{1.11}{1.12} = 0.763 \text{ s}$$

Periodo de vibración fundamental

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

Donde;

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T Período de vibración fundamental

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 73. Variables para el cálculo del periodo fundamental.
Fuente: NEC 2015

La edificación será principalmente de acero sin arriostramientos, por lo tanto, se escogen las variables para proceder a calcular el periodo fundamental de la estructura.

$$C_t = 0.072$$

$$\alpha = 0.8$$

$$T = 0.072 * 14.5^{0.8} = 0.61 \text{ s}$$

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

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

Figura 74. Condiciones para cálculo de S_a
Fuente: NEC 2015

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$0.0138 \leq 0.61 \leq 0.763$$

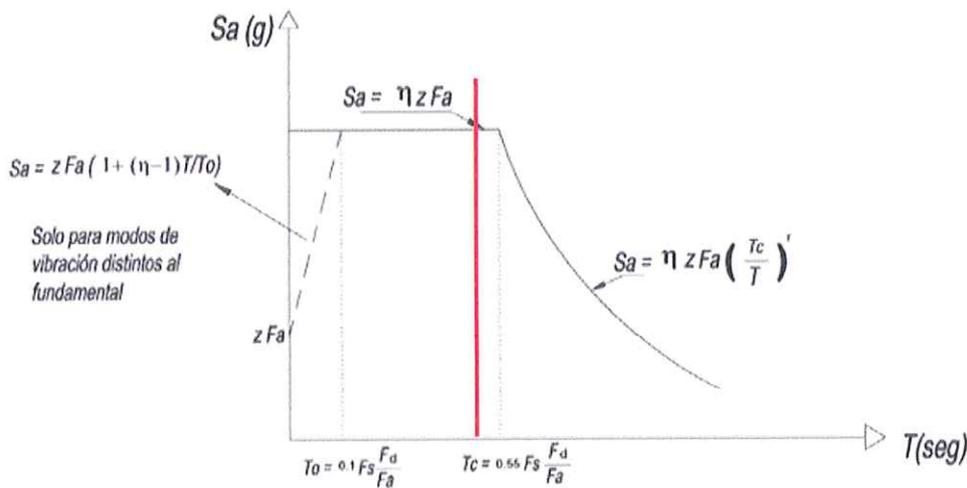


Figura 75. Espectro de diseño.
Fuente: NEC 2015

En el presente proyecto nos encontramos ante el segundo caso para el cálculo del espectro de respuesta elástico, por lo cual se debe calcular mediante la ecuación 1, mostrada en la ilustración anterior. Para lo cual:

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.50 * 1.12$$

$$S_a = 1.008 \text{ s}$$

6.1.7 Irregularidades

La NEC 2015 muestra verificaciones ante irregularidades en planta y elevación, asignándoles coeficientes de irregularidades según corresponda, de acuerdo con esto el presente proyecto no cuenta con irregularidades en planta ni en elevación por lo cual:

$$\phi_{pi} = 1$$

$$\phi_{Ei} = 1$$

6.1.8 Coeficiente Basal de Diseño

Según lo determinado por el método basado en fuerzas (DBF) establecido en el NEC 2015 en su capítulo NEC-SE-DS, se debe calcular el corte basal total de diseño (**V**), a nivel de cargas últimas, según se muestra a continuación, de esta ecuación se procede a calcular el coeficiente basal que será necesario al momento de usar ETABS.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E : 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: Periodo de vibración.

$$C = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E}$$

C = coeficiente basal

$$C = \frac{1.3 * 1.008}{4.5 * 1 * 1} = 0.2912$$

Coeficiente k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Figura 76. Determinación del coeficiente k
Fuente: NEC 2015

Como $T=0.61$ segundos, se encuentra en el segundo rango de la ilustración anterior, por lo cual se procede a usar la ecuación de la derecha.

$$k = 0.75 + 0.50(0.61s)$$

$$\mathbf{k = 1.055}$$

6.2 Prediseño de columna metálica

Para el prediseño de la sección de la columna de acero se ha realizado el cálculo de cargas axiales, para la columna E5 de mayor área cooperante (61.81 m^2), obteniendo así:

$$Pu = 137581 \text{ kgf}$$

El chequeo se realiza bajo las consideraciones del AISC 360-16 en el capítulo E y para elementos no esbeltos donde:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.90) LRFD
- P_n = Resistencia nominal
- F_{cr} = Esfuerzo crítico
- A_g = Área de sección de acero

Se asumirá la razón de esbeltes kL/r buscando controlarla con el límite de pandeo de la siguiente ecuación.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{f_y}{f_e} < 2.25$$

Si se cumplen los criterios de las ecuaciones anteriores, entonces:

$$F_{cr} = F_y \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right)$$

Donde: F_e = Esfuerzo Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r} \right)^2}$$

Al hacer uso de la condición de resistencia nominal por la carga última obtenemos un área mínima de diseño. También se buscará obtener un radio mínimo mediante la ecuación de razón de esbeltes, así buscar un perfil que satisfaga los requerimientos.

$$A_g = \frac{Pu}{\phi F_{cr}}$$

Aplicando los cálculos obtenemos los valores de las siguientes tablas, recordando es un método de interacción donde se asume un valor de razón de esbeltes obteniendo el área y radio mínimo, con los cuales se escoge un perfil para repetir el cálculo y comprobar si el perfil satisface la demanda de Pu y los resultados con la razón asumida.

Tabla 21. Resultados del prediseño de columna con una razón de esbeltes asumida de 95.

$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135.67
$\frac{f_y}{f_e}$	0.44
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$	$5757 \frac{kg}{cm^2}$
$F_{cr} = F_y \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right)$	$2105.6 \frac{kg}{cm^2}$
$A_g = \frac{Pu}{\phi F_{cr}}$	$36.47 cm^2$

Se escoge un perfil de HSS 30x30x1.2, en la interacción de verificación consideramos verificar que sea un perfil compacto según las indicaciones del AISC 360-16 sección B.

$$\lambda = \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabla 22. Datos del Perfil Seleccionado.

Perfil: HSS30X30X1.2

b	30	cm	Lado 1 del perfil
h	30	cm	Lado 2 del perfil
t	1.2	cm	Espesor del sentido x del perfil
t _w	1.2	cm	Espesor del sentido y del perfil
A	138.2	cm ²	Área del perfil
I _x	19144	cm ⁴	Inercia en eje X
I _y	19144	cm ⁴	Inercia en eje Y
L	350	cm	Altura libre de Columna
r	11.768	cm	Radio de Giro del perfil
Z _{x-y}	1493.9	cm ³	Modulo Plástico del perfil
k	1		Coefficiente de longitud Efectiva

Tabla 23. Resultados del prediseño con el perfil asumido.

$\lambda = \frac{b}{t}$	23
$1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	40.3
$\frac{KL}{r}$	30
$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135.67
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$	$23431 \frac{kg}{cm^2}$
$F_{cr} = F_y \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right)$	$2419 \frac{kg}{cm^2}$
$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$	300890 kgf
P_u	137581 kgf

La resistencia nominal del elemento resiste a carga última calculada por lo cual se puede hacer uso del perfil.

6.3 Prediseño de vigas metálicas IPE

VIGAS MENORES

MITAD B - C

Longitud de viga x	4.3	m
Ancho Cooperante	1.425	m
Sobrecarga Muerta	286.4	kg/m ²
Sobrecarga Viva	240	kg/m ²
Combinación de Cargas	1037	kg/m ²
	1.04	Tn/m
Momento Último	2.40	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	75.69	cm ³

Perfil de diseño:

IPE160

C -D

Longitud de viga x	6.25	m
Ancho Cooperante	1.425	m
Sobrecarga Muerta	286.4	kg/m ²
Sobrecarga Viva	480	kg/m ²
Combinación de Cargas	1584	kg/m ²
	1.58	Tn/m
Momento Último	7.73	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	244.29	cm ³

Perfil de diseño:

IPE 220

MITAD F-G

Longitud de viga x	3.95	m
Ancho Cooperante	1.425	m
Sobrecarga Muerta	286.4	kg/m ²
Sobrecarga Viva	240	kg/m ²
Combinación de Cargas	1037	kg/m ²
	1.04	Tn/m
Momento Último	2.02	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	63.87	cm ³

Perfil de diseño:

IPE 160

VIGAS INTERMEDIAS (COLECTORAS)

3 a 4

Longitud de viga x	5.45	m
Ancho Cooperante	4.3	m
Sobrecarga Muerta	286.4	kg/m ²
Sobrecarga Viva	240	kg/m ²
Combinación de Cargas	3129	kg/m ²
	3.13	Tn/m
Momento Último	11.62	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	366.89	cm ³

Perfil de diseño: IPE 240

C-D

Longitud de viga x	6.25	m
Ancho Cooperante	4.275	m
Sobrecarga Muerta	286.4	kg/m ²
Sobrecarga Viva	480	kg/m ²
Combinación de Cargas	4752	kg/m ²
	4.75	Tn/m
Momento Último	23.20	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	732.86	cm ³

Perfil de diseño: IPE 400

VIGAS PRINCIPALES

B-C

Longitud de viga x	8.6	m
Ancho Cooperante	7	m
Sobrecarga Muerta	240.0	kg/m ²
Sobrecarga Viva	240	kg/m ²
Combinación de Cargas	4704	kg/m ²
	4.70	Tn/m
Momento Último	43.49	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	1373.52	cm ³

Perfil de diseño: IPE 450

4 a 5

Longitud de viga x	8.55	m
Ancho Cooperante	6.25	m
Sobrecarga Muerta	240.0	kg/m ²
Sobrecarga Viva	480	kg/m ²
Combinación de Cargas	6600	kg/m ²
	6.60	Tn/m
Momento Último	60.31	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	1904.78	cm ³

Perfil de diseño: IPE 500

VIGAS DE BORDE

MITAD EJE 4-5

Longitud de viga x	4.275	m
Ancho Cooperante	1.2	m
Sobrecarga Muerta	240.0	kg/m ²
Sobrecarga Viva	240	kg/m ²
Combinación de Cargas	806	kg/m ²
	0.81	Tn/m
Momento Último	1.84	Tn/m
Modulo Plástico (Zxreq)	58.18	cm ³

Perfil de diseño:

IPE 120

Oficina

- Prediseño de Columnas metálicas.

asumido

KL/r	60	
Límite	135.67	

Continuar KL/r menor al límite permitido

Esfuerzo Efectivo	5757	
Fy/Fe	0.440	
Fy/Fe menor a 2.25 - Continuar		

Esfuerzo Critico	2105.6	
Área	72.60	
Espesor mínimo comercial	1.2	

DATOS DEL PERFIL

Perfil:	HSS30X30X1.2	
b	30	cm
h	30	cm
t	1.2	cm
t _w	1.2	cm
A	138.2	cm ²
I _x	19144	cm ⁴
I _y	19144	cm ⁴
L	400	cm
r	11.768	cm
Z _{x-y}	1493.9	cm ³
k	1	

Revisión 1

b	27.6	cm
b/t	23	
Límite de esbeltez	40.3	
Límite de compacidad	34.6	

Continuar - La sección es compacta

KL/r	34
Límite de relación	135.67

Continuar KL/r menor al límite permitido

Esfuerzo efectivo	17939	kg/cm ²
Fy/Fe	0.440	

Continuar - Menor a 2.25

Fcrit	2386	kg/cm ²
Pn	296754	kg
Pu	137581	kg

Continuar, el perfil seleccionado cumple a la resistencia Axial

6.4 Prediseño de columnas de hormigón.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN											
Nivel	Ubicación de Columna	Área colaborante (m ²)	Carga última (kN/m ²)	Carga axial (kN)	Po (kN)	Po (kg)	Ag (cm ²)	Lado (cm)	b ₁ (cm)	b ₂ (cm)	Ag _{dis} (cm ²)
Subsuelo	C2	20.31	7.2762	147.78	462.84	47195	414.97	25.00	30	30	900
P. Baja	C2	20.31	7.2762	147.78							
P. Alta	C2	20.31	8.2362	167.28							
Subsuelo	F7	21.87	7.2762	159.13	498.39	50820	446.85	25.00	30	30	900
P. Baja	F7	21.87	7.2762	159.13							
P. Alta	F7	21.87	8.2362	180.13							
Subsuelo	7-Puerta	13.17	11.1162	146.40	600.99	61283	538.84	25.00	30	30	900
P. Baja	7-Puerta	23.49	11.1162	261.12							
P. Alta	7-Puerta	23.49	8.2362	193.47							

Cumple

Cumple

Cumple

Cumple

6.5 Diseño a Flexo-compresión de columnas de hormigón.

Considerando un recubrimiento de 4 cm y un estribo a 5 cm en inicio y fin de longitud nominal de columna.

Tabla 24. Diseño de acero longitudinal.

Columna	Base 1 (cm)	Base 2 (cm)	Ag (cm ²)	# Varillas	Diámetro (mm)	Armado longitudinal	As (cm ²)	Cuántia	Cuántia Total	Cuántia (ETABS)
35x35 cm	35	35	1225	4	18	4φ18	10.18	0.83%	1.33%	1.00%
				4	14	4φ14	6.16	0.50%		

Tabla 25. Diseño de acero transversal.

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 1)															
Nivel	Altura de piso (m)	b _l (cm)	b _{ch} (cm)	A _g (cm ²)	A _{ch} (cm ²)	L _n (cm)	L _o (cm)	L _x (cm)	Sconfiamiento (cm)	Scentral (cm)	A _{sh,req} (cm ²)	Ø _{estribo} (mm)	A _v (cm ²)	# Estribos Z.Conf	# Estribos Z.Cent
Sub-Suelo	4.00	35	27	1225	729	340.00	60.00	210.00	10	15	2.76	10	0.79	6 Est.	13 Est.
Armadura transversal															
Zona de confinamiento															
6 Est. Ø10 @.10cm															
Zona Central															
13 st. Ø10 @.15cm															

6.6 Diseño de columnas metálicas

Se ha realizado el chequeo en dos de las columnas consideradas como críticas en el nivel del subsuelo y con la ubicación de ejes: 5F y C12, obtenido los siguientes resultados en las comprobaciones.

Perfil: HSS45X45X1.2

b	45	cm	Lado 1 del perfil
h	45	cm	Lado 2 del perfil
t	1.5	cm	Espesor del sentido x del perfil
t _w	1.5	cm	Espesor del sentido y del perfil
A	261.0	cm ²	Área del perfil
I _x	82411	cm ⁴	Inercia en eje X
I _y	82411	cm ⁴	Inercia en eje Y
L	340	cm	Altura libre de Columna
r	17.769	cm	Radio de Giro del perfil
Z _{x-y}	4259.3	cm ³	Modulo Plástico del perfil
b/t	28		Relación de altura y espesor
k	1		Coefficiente de longitud Efectiva

Ubicación de Columna de Análisis: 5F

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Axial	P	138.49	Tn
Momento eje Fuerte	M _x	29.2726	Tn*m
Momento eje Débil	M _y	12.1668	Tn*m
Cortante	V	12.1884	Tn

VERIFICACIÓN DE ESBELTES GEOMETRICA

	Alas	Alma	Límite Calculado.	$\lambda = \frac{b}{t}$
Límites de relación Ancho-Espesor	33.7	33.7		
	33.7	137.3		
Flexión	27.0	90.5	33.7	> 28

Continuar - La sección no es esbelta

CHEQUEOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN

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

$$\text{razón de esbeltez} = \frac{kL}{r}$$

19.1

<

$$\text{límite de pandeo} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

113.42

Continuar

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

54992

$$F_{cr} = F_y \left(0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}\right)$$

3425

ϕP_n
804549 kg
804.55 Tn

>

C. Axial
Ecuación 2

P_u
138.49 Tn

Continuar, se cumple con el diseño por carga axial

CHEQUEO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

ϕ 0.9

$$M_n = M_p = \phi F_y * Z$$

M_n
13485872 kg-cm
134.86 Tn-m

>

M_umax
29.27 Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

CHEQUEO DE RESISTENCIA A CORTANTE

$$\phi V_n = \phi C_v F_y A_w$$

ϕ 0.6

A_w 135.00 cm²

k_v 5.34 Para almas sin rigidizadores transversales

h/t_w
28.00

$$\lambda_v = 1,1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

<

61.21

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

V_n
284960
285

>

V_u
12 ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

CHEQUEO DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$\text{for } \frac{P}{P_y}$$

Resistencia axial requerida
0.172 Resistencia de compresión axial de diseño
 Se considera los datos de la Ecuación 2

Ecuación 1

0.36508

Se cumple la condición de la ecuación de interacción - ECUACIÓN 1

Ecuación 2

0.30313

Se cumple la condición de la ecuación de interacción - ECUACIÓN 2

Ubicación de Columna de Análisis: C12

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Axial	P	175.3744	Tn
Momento eje Fuerte	Mx	12.1745	Tn*m
Momento eje Débil	My	0.86	Tn*m
Cortante	V	5.6	Tn

VERIFICACIÓN DE ESBELTES GEOMETRICA

	Alas	Alma	Límite Calculado.	$\lambda = \frac{b}{t}$
Límites de relación Ancho-Espesor	33.7	33.7		
Compresión	33.7	137.3		
Flexión	27.0	90.5	33.7	> 28

Continuar - La sección no es esbelta

CHEQUEOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN

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

$$\text{razón de esbeltez} = \frac{kL}{r}$$

19.1

<

$$\text{límite de pandeo} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

113.42

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

Continuar

$$F_{cr} = F_y \left(0,658 \frac{F_y}{E_c}\right)$$

54992

3425

ϕP_n
804549 kg
804.55 Tn

>

P_u
175.37 Tn

Continuar, se cumple con el diseño por carga axial

CHEQUEO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

 ϕ 0.9

$$M_n = Mp = \phi F_y * Z$$

M_n
13485872 kg-cm
134.86 Tn-m

>

$M_{u_{max}}$
12.17 Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

CHEQUEO DE RESISTENCIA A CORTANTE

$$\phi V_n = \phi C_v F_y A_w$$

ϕ 0.6
 A_w 135.00 cm²
 Para almas sin rigidizadores
 k_v 5.34 transversales

$$\lambda_v = 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

h/tw

28.00

<

61.21

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

V_n
284960 kg
285 ton

>

V_u
6 ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

CHEQUEO DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

for $\frac{P}{P_y}$

Resistencia axial requerida
0.218 Resistencia de compresión axial de diseño
Se considera los datos de la Ecuación 2

Ecuación 1

0.29822

Se cumple la condición de la ecuación de interacción - ECUACIÓN 1

Ecuación 2

0.19927

Se cumple la condición de la ecuación de interacción - ECUACIÓN 2

6.7 Diseño de vigas metálicas.

Para el diseño de vigas metálicas se ha realizado el análisis por tipología de vigas (Principales, secundarias...) que se han considerado son las más críticas.

Vigas principales.

d	60	cm	Altura del perfil
b _f	22	cm	Base del perfil
t _f	1.9	cm	Espesor del ala
t _w	1.2	cm	Espesor del alma
Área	156	cm ²	
I _x	92080	cm ⁴	Inercia Eje Fuerte
I _y	3387	cm ⁴	Inercia Eje Débil
r _x	4.66	cm	Radio de Giro en eje débil
r _y	24.295	cm	Radio de Giro en eje Fuerte
S _x	3069.3	cm ³	Módulo elástico eje fuerte
S _y	307.9	cm ³	Módulo elástico eje débil
Z _x	3512	cm ³	Módulo plástico eje fuerte
Z _y	486	cm ³	Módulo plástico eje débil
J	165	cm ⁴	Constante Torsional

Ubicación de Viga de Análisis: E7 inicio
F7 fin
Tipo de Viga: Principal

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	Mx	9.4519	Tn*m
Cortante Ultimo	V	5.7483	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

5.789473684

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

Límite de la relación para patines de la viga

7.2242

$$\lambda_{r1} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

Límite de la relación para el alma de la viga

$$\lambda_{r1} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad 50$$

<

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ;$$

Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Chequeo de resistencia a flexión

$$\phi Mn = \phi * F_y * Z_x$$

$$\phi \quad 0.9$$

ϕMn	
11119758	kg-cm
111.20	Tn-m

>

MU	
9.45	Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

Chequeo de resistencia a corte

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

NEC-2015

ϕV_n	
151978	kg
152	ton

>

V_n	
6	ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

Ubicación de Viga de Análisis: **B4** inicio
C4 fin
 Tipo de Viga: Principal

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	Mx	9.4519	Tn*m
Cortante Ultimo	V	5.7483	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

Límite de la relación para patines de la viga

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} \quad 89473684$$

<

$$\lambda_{p1} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

Límite de la relación para el alma de la viga

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad 50$$

<

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

6.8 Vigas secundarias

Son las vigas IPE 400 usadas para reducir las luces mayores, denominadas vigas secundarias o vigas colectoras.

d	40	cm	Altura del perfil
b _f	18	cm	Base del perfil
t _f	1.35	cm	Espesor del ala
t _w	0.86	cm	Espesor del alma
Área	84.5	cm ²	
I _x	23130	cm ⁴	Inercia Eje Fuerte
I _y	1318	cm ⁴	Inercia Eje débil
r _x	16.545	cm	Radio de Giro en eje débil
r _y	3.949	cm	Radio de Giro en eje Fuerte
S _x	1156.5	cm ³	Módulo elástico eje fuerte
S _y	146.4	cm ³	Módulo elástico eje débil
Z _x	1307	cm ³	Módulo plástico eje fuerte
Z _y	229	cm ³	Módulo plástico eje débil
J	51.3	cm ⁴	Constante Torsional

Ubicación de Viga de Análisis: B 4-5 inicio
C 4-5 fin
Tipo de Viga: Secundaria

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	M_x	7.7348	Tn*m
Cortante Ultimo	V	5.8536	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

6.667

<

Límite de la relación para patines de la viga

$$\lambda_{p_n} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

Límite de la relación para el alma de la viga

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad 47$$

<

90.54276995

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Chequeo de resistencia a flexión

$$\phi M_n = \phi * F_y * Z_x$$

ϕ

0.9

ϕM_n	
4138247	kg-cm
41.38	Tn-m

>

M	
7.73	Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

Chequeo de resistencia a corte

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

ϕV_n	
72612	kg
73	ton

>

V_n	
6	ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

Ubicación de Viga de Análisis: 4 B-C inicio
 4-5 B-C fin
 Tipo de Viga: Secundaria

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	Mx	9.1275	Tn*m
Cortante Ultimo	V	7.0089	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

6.667

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

Límite de la relación para patines de la viga

7.2242

$$\lambda_{p'} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

47

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

Límite de la relación para el alma de la viga

90.54276995

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Chequeo de resistencia a flexión

$$\phi Mn = \phi * F_y * Z_x$$

ϕ 0.9

ϕMn	
4138247	kg-cm
41.38	Tn-m

>

MU	
9.13	Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

Chequeo de resistencia a corte

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

ϕV_n	
72612	kg
73	ton

>

V_n	
7	ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

Ubicación de Viga de Análisis: C inicio
E fin
Tipo de Viga: Secundaria

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	Mx	5.9964	Tn*m
Cortante Ultimo	V	2.812	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

6.667

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

Límite de la relación para patines de la viga

7.2242

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

<

Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

47

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

Límite de la relación para el alma de la viga

90.54276995

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

<

Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Chequeo de resistencia a flexión

$$\phi Mn = \phi * Fy * Zx$$

ϕ 0.9

ϕMn	
4138247	kg-cm
41.38	Tn-m

>

MU	
6.00	Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

Chequeo de resistencia a corte

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

ϕV_n	
72612	kg
73	ton

>

Vn	
3	ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

- Viga IPE 220

d	22	cm	Altura del perfil
b _r	11	cm	Base del perfil
t _r	0.92	cm	Espesor del ala
t _w	0.59	cm	Espesor del alma
Área	33.4	cm ²	
I _x	2772	cm ⁴	Inercia Eje Fuerte
I _y	205	cm ⁴	Inercia Eje Debil
r _x	9.11	cm	Radio de Giro en eje debil
r _y	2.477	cm	Radio de Giro en eje Fuerte
S _x	252	cm ³	Módulo elástico eje fuerte
S _y	37.3	cm ³	Módulo elástico eje débil
Z _x	285	cm ³	Módulo plástico eje fuerte
Z _y	58.1	cm ³	Módulo plástico eje débil
J	9	cm ⁴	Constante Torsional

Ubicación de Viga de Análisis: C inicio
 D fin
 Tipo de Viga: IPE 220

Cargas de Diseño			
Carga Asociada	Simbología	Magnitud	Unidad
Momento Ultimo	Mx	6.5	Tn*m
Cortante Ultimo	V	4.1848	Tn

Chequeo de esbeltez local en viga

Relación de Esbeltez para el Patín

Límite de la relación para patines de la viga

5.978

<

7.2242

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}$$

$$\lambda_{p_n} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - Los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles

Relación de Esbeltez para el Alma

Límite de la relación para el alma de la viga

37

<

90.54276995

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Continuar - El alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Chequeo de resistencia a flexión

$$\phi Mn = \phi * Fy * Zx$$

ϕ 0.9

ϕMn
902372 kg-cm
9.02 Tn-m

>	MU
	6.50 Tn-m

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a flexión

Chequeo de resistencia a corte

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

ϕV_n
27398 kg
27 ton

>	Vn
	4 ton

Continuar, se cumple con el diseño por resistencia a corte

6.4 Planos Estructurales