



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO INVESTIGATIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL

TEMA

ANÁLISIS LINEAL CORRELACIONAL DEL COMPORTAMIENTO ANTE
CARGA DEL SISMO DE DISEÑO DE LA NEC 2015, DE SISTEMAS
ESTRUCTURALES CON ACERO A588 Y DE HORMIGÓN ARMADO, EN ZONA
COSTERA DE MANABÍ, ECUADOR

AUTOR

BRAVO GUTIERREZ JOSE ANTONIO

TUTOR:

DRA. VERÓNICA ÁVILA AYON

MANTA-MANABÍ-ECUADOR

2024-2

CERTIFICADO DEL TUTOR

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 y revisado el trabajo de titulación, cumpliendo el total de 192 horas, bajo la modalidad de Proyecto Investigativo, cuyo tema del proyecto es “ANÁLISIS LINEAL CORRELACIONAL DEL COMPORTAMIENTO ANTE CARGA DEL SISMO DE DISEÑO DE LA NEC 2015, DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON ACERO A588 Y DE HORMIGÓN ARMADO, EN ZONA COSTERA DE MANABÍ, ECUADOR”, el mismo que ha sido desarrollado de acuerdo a los lineamientos internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo CERTIFICO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para ser sometido a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente. La autoría del tema desarrollado corresponde al señor Bravo Gutiérrez José Antonio, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil período académico 2020 (1) – 2024 (2), quien se encuentra apto para la sustentación de su trabajo de titulación.

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

Manta, 13 de diciembre de 2024.



Dra. Verónica Ávila Ayón

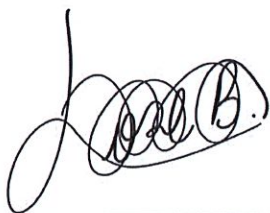
Docente Tutor(a)

Área: Estructuras

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Bravo Gutiérrez Jose Antonio, egresado de la facultad de Ingeniería, Industria y Construcción, de la carrera de Ingeniería civil, de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, declaro que el siguiente trabajo de graduación: “Análisis lineal estático y dinámico de un modelo arquitectónico aplicando tres tipos de sistemas constructivo basado ante una carga sísmica de diseño de la NEC 2015, en aplicación a un edificio de seis pisos en zona costera del Manta”, con la modalidad “Proyecto Investigativo”, siendo la Dra. Verónica Ávila Ayón tutor de este trabajo es de mi autoría; La propiedad intelectual de este proyecto corresponde a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí.

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



Egdo. Bravo Gutiérrez Jose Antonio

131507260-1

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 Investigación, titulado: "ANÁLISIS LINEAL CORRELACIONAL DEL COMPORTAMIENTO ANTE CARGA DEL SISMO DE DISEÑO DE LA NEC 2015, DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON ACERO A588 Y DE HORMIGÓN ARMADO, EN ZONA COSTERA DE MANABÍ, ECUADOR" elaborado por el egresado: BRAVO GUTIERREZ JOSE ANTONIO de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERO CIVIL

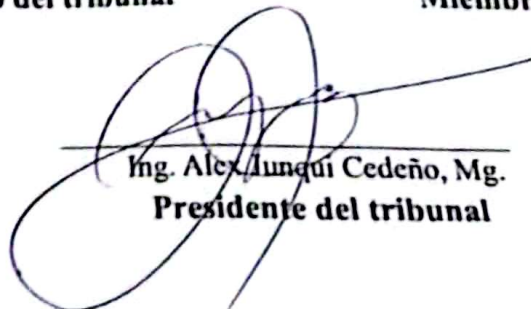
Aprobado por el Tribunal Examinador



Ing. Alexi Morán Guzmán MSc.
Miembro del tribunal



Ing. Abel Ángel Zambrano Mejía
Miembro del tribunal



Ing. Alex Juncuá Cedeño, Mg.
Presidente del tribunal

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de titulación a mi madre Carmen Gutiérrez, aquella persona que estuvo apoyándome desde pequeño enseñándome a poder levantarme cada vez que he caído. Ha sido un apoyo fundamental en mi crecimiento académico y personal en estos 18 años de estudios. Gracias por enseñarme a valorar lo pequeños logros, aquello que para el resto son insignificante. Gracias por estar ahí a lo largo de mis estudios y mi vida laboral.

Agradezco también a Rossy Reyes, mi compañera de lucha que ha estado en todos mis malos momentos apoyándome para levantarme, a mi hermano Luis Hernaez, a mi Tía Angelita Gutiérrez y el resto de mi familia que de igual forma me ha apoyado todos los días.

Por último, un agradecimiento hacia al cielo, a Targelia Quiroz, a Lassy Bravo y Mally Bravo, por enseñarme armar la vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por permitirme haber podido cursar esta carrera, por darme la sabiduría necesaria para poder afrontar todos estos años de estudio exitosamente.

A mi mamá por el apoyo brindado para poder cursar esta carrera, por ayudarme y motivarme a salir adelante cada día.

Agradecerle a Rossy Reyes por su apoyo en lo mejores y malos momentos, en las amanecidas a lo largo de la carrera, le deseo lo mejor y que logre todo lo que se proponga.

Agradezco a mi tutor del proyecto, la Dra. Verónica Ávila por los conocimientos proporcionados para lograr su culminación y la paciencia que me tuvo largo de este proceso de titulación.

Por último, agradecer a Luis Hernaez, Mally Bravo, Lassy Bravo, Targelia Gutierrez, Angelita Gutiérrez, Diego Chica, Rafael Molina, amigos y compañeros de trabajo que realmente me apoyaron para salir adelante.

SÍNTESIS Y PALABRAS CLAVE

Este proyecto se ha realizado con el objetivo de investigar el comportamiento análisis lineal estático y dinámico de diferentes sistemas constructivos para un edificio de seis pisos, con modelos planteados de hormigón armado y acero estructural, situado en el perfil costero de Manta, Ecuador. Utilizando como apoyo un software estructural ETBAS para el análisis lineal estático y dinámico, utilizando un sismo con normativa de la NEC 2015.

Este edificio ha sido destinado para ser ocupado por oficinas. En la planta baja se ubica la entrada principal. Para esta edificación se ha empleado un sistema a porticado compuesto por vigas peraltadas y columnas, un segundo sistema combinado de vigas peraltadas, columnas y de muros de corte, un sistema arriostrado de acero a588 y acero a36. El diseño incluye la instalación de un ascensor con muros y escaleras de emergencia adosadas.

El predimensionamiento no cumplió con los requisitos del análisis estructural, ya que las derivas resultaron ser mayor al máximo permitido, así mismo se obtuvo irregularidad torsional, por lo que, estos elementos estructurales tuvieron que ser redimensionamiento para lograr mayor rigidez en la estructura, exceptuando el dimensionamiento de la losa que no necesitó una nueva dimensión. Una vez rediseñados los elementos necesarios, se comprobaron los valores de cortante basal estático y dinámico, modos de vibración, derivas, torsión y se realizó el ajuste basal por el análisis dinámico, lo que comprobó que ese rediseño era el adecuado, se cumplido los respectivos parámetros y requisitos que se especifican tanto en la norma NEC – 15 y en el código ACI 318-14, se usaron hojas de cálculo de Excel para una mejor organización de los resultados obtenidos.

Palabras clave: ETABS, sistemas combinados, arriostrados.

ABSTRACT AND KEYWORDS

This project has been carried out with the objective of investigating the linear static and dynamic analysis behavior of different construction systems for a six-story building, with models proposed in reinforced concrete and structural steel, located on the coastal profile of Manta, Ecuador. Using as support an ETBAS structural software for the linear static and dynamic analysis, using an earthquake with NEC 2015 regulations.

This building has been destined to be occupied by offices. The main entrance is located on the ground floor. For this building, a portico system composed of raised beams and columns has been used, a second combined system of raised beams, columns and shear walls, a braced system of a588 steel and a36 steel. The design includes the installation of an elevator with attached walls and emergency stairs.

The pre-dimensioning did not meet the requirements of the structural analysis, since the drifts were greater than the maximum allowed, and torsional irregularity was also obtained, so these structural elements had to be resized to achieve greater rigidity in the structure, except for the slab dimensioning that did not need a new dimension. Once the necessary elements were redesigned, the values of static and dynamic basal shear, vibration modes, drifts, torsion were checked and the basal adjustment was carried out by the dynamic analysis, which proved that this redesign was adequate, the respective parameters and requirements specified in both the NEC – 15 standard and the ACI 318-14 code were met, Excel spreadsheets were used for a better organization of the results obtained.

Keywords: ETABS, combined systems, braced.

Índice

| | |
|---|-----------|
| CERTIFICADO DEL TUTOR | 2 |
| DECLARACIÓN DE AUTORÍA | 3 |
| DEDICATORIA | 4 |
| AGRADECIMIENTOS..... | 5 |
| SÍNTESIS Y PALABRAS CLAVE..... | 6 |
| ABSTRACT AND KEYWORDS..... | 7 |
| CAPÍTULO I..... | 26 |
| 1. MEMORIA DESCRIPTIVA | 26 |
| 1.1 Tema | 26 |
| 1.2 Antecedentes..... | 27 |
| 1.3 Justificación..... | 27 |
| 1.4 Ubicación y localización del proyecto..... | 29 |
| 1.5 Descripción general | 30 |
| 1.6 Objetivos | 32 |
| 1.6.1 Objetivo General..... | 32 |
| 1.6.2 Objetivo específico | 32 |
| CAPITULO II..... | 33 |
| 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS..... | 33 |
| 2.1 Tipo de cargas..... | 33 |
| 2.1.1 Cargas vivas | 33 |

| | | |
|--------|--|----|
| 2.1.2 | Carga muerta | 34 |
| 2.1.3 | Carga Sísmica y Combinaciones de cargas..... | 34 |
| 2.1.4 | Cortante basal de diseño | 35 |
| 2.1.5 | Zonificación sísmica y factor de zona Z..... | 36 |
| 2.2 | Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico | 36 |
| 2.3 | Coefficientes de perfil del suelo Fa, Fd y Fs | 36 |
| 2.4 | Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones..... | 39 |
| 2.5 | Resistencia a la compresión $F'c$ | 42 |
| 2.6 | Módulo de elasticidad del hormigón “E”..... | 43 |
| 2.7 | Módulo de Poisson..... | 43 |
| 2.8 | Sistema estructural de acero | 43 |
| 2.9 | Acero A36 | 44 |
| 2.9.1 | Propiedades mecánicas | 45 |
| 2.10 | Acero A588 | 45 |
| 2.10.1 | Composición del acero A588 | 46 |
| 2.10.2 | Propiedades mecánicas del acero A588 | 47 |
| 2.11 | Corrosión de estructuras metálicas | 47 |
| 2.12 | ¿Cuál es la diferencia entre ASTM A588 y A36?..... | 47 |
| 2.13 | ¿Cuáles son los grados de acero ASTM A588? | 48 |
| 2.14 | Muros de corte..... | 48 |
| 2.14.1 | Discontinuidad de muros cortante | 49 |

| | | |
|---------------------------|--|-----------|
| 2.15 | Análisis dinámico en estructuras | 51 |
| CAPÍTULO III | | 53 |
| 3. | ELABORACION DE MODELOS..... | 53 |
| 3.1 | Normas utilizadas | 53 |
| 3.2 | Modelación a porticado de la estructura de hormigón en ETABS | 53 |
| 3.2.1 | Asignación de cargas vivas | 53 |
| 3.2.2 | Carga muerta | 54 |
| 3.2.3 | Prediseño de columnas..... | 57 |
| 3.2.4 | Pre-diseño de Vigas | 60 |
| 3.2.5 | Predimensionamiento de losa..... | 62 |
| 3.2.6 | Propiedades de los materiales..... | 64 |
| 3.3 | Zona Sísmica y Factor de Zona | 66 |
| 3.4 | Clasificación del sitio basado el diseño de la NEC 2015..... | 66 |
| 3.4.1 | Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico | 66 |
| 3.4.2 | Relación entre aceleración espectral..... | 69 |
| 3.4.3 | Cortante Basal de diseño | 70 |
| 3.4.4 | Coefficiente o factor de importancia..... | 70 |
| 3.4.5 | Factor de reducción sísmica. | 71 |
| 3.4.6 | Coefficiente de irregularidades en planta y elevación | 72 |
| 3.4.7 | Periodos de vibración..... | 73 |
| 3.4.8 | Cálculo del coeficiente de cortante basal..... | 76 |

| | | |
|--------------------------|--|------------|
| 3.5 | Modelación de hormigón armado con muros de corte en ETABS..... | 78 |
| 3.5.1 | Espectro de respuesta del segundo modelo..... | 80 |
| 3.5.2 | Periodos de vibración..... | 81 |
| 3.6 | Modelación arriostrada de acero A588 en ETABS | 87 |
| 3.6.1 | Espectro de respuesta del Tercer modelo..... | 88 |
| 3.6.2 | Periodos de vibración..... | 89 |
| 3.6.3 | Ingreso de las secciones de las vigas columnas y contravientos del A588. | 91 |
| 3.7 | Modelación arriostrada de acero A36 en ETABS | 96 |
| 3.7.1 | Tabla de resumen de secciones Acero A36..... | 97 |
| 3.7.2 | Espectro de respuesta del Tercer modelo..... | 98 |
| 3.7.3 | Periodos de vibración..... | 99 |
| CAPITULO IV | | 102 |
| 4. | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 102 |
| 4.1 | Análisis de resultado del primer modelo..... | 102 |
| 4.1.1 | Control de derivas..... | 103 |
| 4.1.2 | Periodos de vibración por el método 2 | 107 |
| 4.1.3 | Participaciones de masas modales | 108 |
| 4.1.4 | Ajuste del corte basal por el análisis dinámico | 109 |
| 4.1.5 | Derivas después de la calibración del cortante basal..... | 111 |
| 4.1.6 | Irregularidad torsional..... | 111 |
| 4.2 | Análisis de resultado de Segundo modelo | 113 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.2.1 | Control de derivas..... | 114 |
| 4.2.2 | Periodos de vibración..... | 117 |
| 4.2.3 | Participaciones de masas modales | 118 |
| 4.2.4 | Ajuste del corte basal por el análisis dinámico | 119 |
| 4.2.5 | Derivas después de la calibración del cortante basal..... | 121 |
| 4.2.6 | Irregularidad torsional..... | 122 |
| 4.3 | Análisis de resultado de Tercer modelo | 123 |
| 4.3.1 | Control de derivas modelo de acero A588..... | 124 |
| 4.3.2 | Periodos de vibración..... | 126 |
| 4.3.3 | Participaciones de masas modales | 128 |
| 4.3.4 | Ajuste del corte basal por el análisis dinámico | 129 |
| 4.3.5 | Derivas después de la calibración del cortante basal..... | 130 |
| 4.3.6 | Irregularidad torsional..... | 131 |
| 4.4 | Análisis de resultado de Cuarto modelo | 133 |
| 4.4.1 | Control de derivas..... | 134 |
| 4.4.2 | Periodos de vibración..... | 136 |
| 4.4.3 | Participaciones de masas modales | 138 |
| 4.4.4 | Ajuste del corte basal por el análisis dinámico | 139 |
| 4.4.5 | Derivas después de la calibración del cortante basal..... | 140 |
| 4.4.6 | Irregularidad torsional..... | 141 |
| 4.5 | Pesos de las estructuras | 143 |

| | | |
|-------|---|------------|
| 4.5.1 | Peso del modelado estructura 1 | 143 |
| 4.5.2 | Peso del modelado estructura 2 | 144 |
| 4.5.3 | Peso del modelado estructura 3 | 145 |
| 4.5.4 | Peso del modelado estructura 4 | 146 |
| 4.6 | Gráfica de esfuerzos de la estructura | 147 |
| 4.6.1 | Gráfica del Modelo 1 | 147 |
| 4.6.2 | Grafica del Modelo 2 | 149 |
| 4.6.3 | Modelo 3 | 151 |
| 4.6.4 | Modelo 4 | 152 |
| 4.7 | Costos de los sistemas estructurales | 153 |
| 4.7.1 | Costo del primer modelo de hormigón armado..... | 153 |
| 4.7.2 | Costo del segundo modelo de hormigón armado con muros estructurales | 154 |
| | | 154 |
| 4.7.3 | Costo del Tercer modelo de Acero A588 con arriostramiento..... | 154 |
| 4.7.4 | Costo del Cuarto modelo de Acero A36 con arriostramiento | 155 |
| | CONCLUSIONES | 157 |
| | RECOMENDACIONES..... | 160 |
| | BIBLIOGRAFÍA | 161 |
| | ANEXOS..... | 164 |
| 5. | Modelados y renders..... | 164 |
| 6. | Planos..... | 170 |

7. Fotos del terreno..... 176

Índice de Ecuación

| | |
|---|-----|
| Ecuación 1. Cortante basal de diseño (NEC, 2015) | 35 |
| Ecuación 2. Módulo de Elasticidad | 43 |
| Ecuación 3. Módulo de Poisson. (ACI, 2015)..... | 43 |
| Ecuación 4. Combinación de carga. | 54 |
| Ecuación 5. Peso total..... | 55 |
| Ecuación 6. La ecuación 22.4.2.2 del código ACI 318-14 | 58 |
| Ecuación 7. Área de sección transversal..... | 59 |
| Ecuación 8. Altura mínima de la viga..... | 60 |
| Ecuación 10. Cortante Basal de diseño..... | 70 |
| Ecuación 11. Periodo de vibración..... | 73 |
| Ecuación 12. Límite de vibración T0 | 74 |
| Ecuación 13. Límite de vibración Tc..... | 74 |
| Ecuación 14. Espectro de respuesta elástico | 75 |
| Ecuación 15. Coeficiente de cortante basal..... | 76 |
| Ecuación 16. Periodo de vibración, Fuente: NEC 2015. | 81 |
| Ecuación 17. Límite de vibración T0 | 82 |
| Ecuación 18. Límite de vibración Tc..... | 82 |
| Ecuación 19. Espectro de respuesta elástico | 83 |
| Ecuación 20. Periodo de vibración..... | 89 |
| Ecuación 21. Límite de vibración T0 | 90 |
| Ecuación 22. Límite de vibración Tc..... | 90 |
| Ecuación 23. Espectro de respuesta elástico | 91 |
| Ecuación 24. Límite de vibración T0 | 100 |
| Ecuación 25. Límite de vibración Tc..... | 100 |

| | |
|--|-----|
| Ecuación 26. Espectro de respuesta elástico | 101 |
|--|-----|

Índice de Tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Combinaciones de cargas | 35 |
| Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada..... | 37 |
| Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a | 37 |
| Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d | 38 |
| Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ... | 38 |
| Tabla 6. Tipo de estructura..... | 41 |
| Tabla 7. Periodos | 41 |
| Tabla 8. Tipo de uso, destino e importancia | 41 |
| Tabla 9. Sistemas Estructurales dúctiles | 42 |
| Tabla 10. Propiedades mecánicas del acero A36 | 45 |
| Tabla 11. Propiedades del acero A36 | 45 |
| Tabla 12. Fuente (Leecosteel, Acero a588) (2021) | 46 |
| Tabla 13. Propiedades mecánicas del acero A588 | 47 |
| Tabla 14. Carga viva por ocupaciones de cada piso..... | 54 |
| Tabla 15. Peso propio de la losa por cada m2..... | 55 |
| Tabla 16. Sobrecarga de Piso 1, 2, 3..... | 55 |
| Tabla 17. sobrecarga del Piso 4..... | 56 |
| Tabla 18. Sobrecarga piso 5 | 56 |
| Tabla 19. Sobrecarga piso 6..... | 57 |
| Tabla 20. Carga axial por cada piso | 59 |
| Tabla 21. Resumen de cálculos de columnas por piso. | 60 |
| Tabla 22. Cálculo de vigas longitudinales | 61 |
| Tabla 23. Cálculo de vigas transversales | 61 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 24. Resumen de valores en cm de las secciones de vigas y columnas..... | 63 |
| Tabla 25. Tipo de suelo y factores de sitio Fa..... | 67 |
| Tabla 26. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd..... | 68 |
| Tabla 27. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.. | 69 |
| Tabla 28. Resultados para el diseño de aceleración | 75 |
| Tabla 29. Resumen de los datos obtenidos. | 76 |
| Tabla 30. Todos estos valores corresponden a una estructura sin muros de corte. | 77 |
| Tabla 31. Espectro reducido introducción a todos los modelos a estudiar | 78 |
| Tabla 32. Tabla de resumen del espectro de respuesta. | 80 |
| Tabla 33. Resultados para el diseño de aceleración | 82 |
| Tabla 34. Resumen del espectro de respuesta. | 88 |
| Tabla 35. Resultados para el diseño de aceleración | 90 |
| Tabla 36. Resumen de secciones para cada viga para el acero a36..... | 97 |
| Tabla 37. Resumen de secciones para cada viga para el acero a36 siendo..... | 98 |
| Tabla 38. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC..... | 99 |
| Tabla 39. Resultados para el diseño de aceleración | 100 |
| Tabla 40. Deriva máxima en sentido “X” | 103 |
| Tabla 41. Deriva máxima en sentido “Y” | 104 |
| Tabla 42. Deriva de piso en sentido “X” en aplicación de la carga espectral..... | 105 |
| Tabla 43. Deriva de piso en sentido “Y” en aplicación de la carga espectral..... | 106 |
| Tabla 44. Tabla de resumen de derivas..... | 106 |
| Tabla 45. Resumen de los periodos de vibración | 108 |
| Tabla 46. Participaciones de masas modales | 109 |
| Tabla 47. Resumen de valores de torsión de la carga espectral en X..... | 111 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 48. Irregularidad torsional en el primero y segundo piso Y..... | 112 |
| Tabla 49. Deriva máxima en sentido “X” | 114 |
| Tabla 50. Deriva máxima en sentido “Y” | 115 |
| Tabla 51. Deriva máxima en sentido “X carga espectral” | 115 |
| Tabla 52. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral” | 116 |
| Tabla 53. Resumen de los periodos de vibración..... | 118 |
| Tabla 54. Participaciones de masas modales | 119 |
| Tabla 55. Derivas después de la calibración del cortante basal | 121 |
| Tabla 56. Resumen de las derivas elásticas e inelásticas..... | 122 |
| Tabla 57. Irregularidad torsional en el sexto piso X..... | 122 |
| Tabla 58. Irregularidad torsional en el sexto piso Y..... | 122 |
| Tabla 59. Deriva máxima en sentido “X” | 124 |
| Tabla 60. Deriva máxima en sentido “Y” | 125 |
| Tabla 61. Deriva máxima en sentido “X carga espectral” | 125 |
| Tabla 62. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral” | 126 |
| Tabla 63. Resumen de periodos de vibración | 128 |
| Tabla 64. Participaciones de masas modales | 128 |
| Tabla 65. Derivas después de la calibración del cortante basal | 130 |
| Tabla 66. Resumen de resultados de derivas elásticas e inelásticas máximas del modelo..... | 131 |
| Tabla 67. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional. | 132 |
| Tabla 68. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional. | 132 |
| Tabla 69. Deriva máxima en sentido “X” | 134 |
| Tabla 70. Deriva máxima en sentido “Y” | 135 |
| Tabla 71. Deriva máxima en sentido “X carga espectral” | 135 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 72. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral” | 136 |
| Tabla 73. Resumen de periodos de vibración | 138 |
| Tabla 74. Participaciones de masas modales | 138 |
| Tabla 75. Derivas después de la calibración del cortante basal | 140 |
| Tabla 76. Resumen de las derivas elásticas e inelásticas del cuarto modelo | 141 |
| Tabla 77. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional. | 142 |
| Tabla 78. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional. | 142 |
| Tabla 79. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural a porticado. | 143 |
| Tabla 80. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural mixta a porticada con muros de corte. | 144 |
| Tabla 81. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural arriostrada de acero A588. | 145 |
| Tabla 82. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural arriostrada de acero A36. | 146 |
| Tabla 83. Costo total modelo 1 | 153 |
| Tabla 84. Costo total modelo 2 | 154 |
| Tabla 85. Costo total modelo 3 | 155 |
| Tabla 86. Costo del cuarto modelo..... | 156 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1. Coordenadas geográficas $x = 531676.5263$ $y = 9894516.1882$ | 29 |
| Figura 2. Carga viva. | 33 |
| Figura 3. Carga Muerta..... | 34 |

| | |
|---|----|
| Figura 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z..... | 36 |
| Figura 5. Espectro elástico..... | 39 |
| Figura 6. Visualización de muros para rigidizar estructura..... | 49 |
| Figura 7. La discontinuidad de muros en elevación produce pisos blandos..... | 51 |
| Figura 8. Losa colaborante..... | 58 |
| Figura 9. Tabla del ACI para determinar altura mínima de las vigas..... | 60 |
| Figura 10. Espesor mínimo de losas de dos direcciones, Fuente: ACI 2014..... | 62 |
| Figura 11. Modelo arquitectónico..... | 63 |
| Figura 12. Vista en 3D de la estructura de 6 pisos con cubierta accesible de la estructura de hormigón en ETABS..... | 64 |
| Figura 13. Propiedades del hormigón ingresados en ETABS..... | 65 |
| Figura 14. Propiedades del Acero ingresados en ETABS..... | 65 |
| Figura 15. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño (NEC-SE-DS). Factor de zona sísmica..... | 66 |
| Figura 16. Tabla de Tipo de uso, destino e importancia, para determinar el Coeficiente de Importancia (I)..... | 71 |
| Figura 17. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, Factor de reducción sísmica..... | 71 |
| Figura 18. Coeficiente de configuración estructural en planta,..... | 72 |
| Figura 19. Coeficiente de configuración estructural en elevación..... | 73 |
| Figura 20. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración..... | 74 |
| Figura 21. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño..... | 75 |
| Figura 22. Espectro de diseño NEC-15, grafica..... | 77 |

| | |
|--|----|
| Figura 23. Propiedades del Acero A588 ingresados en ETABS..... | 79 |
| Figura 24. Modelo con muros de corte..... | 79 |
| Figura 25. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC..... | 81 |
| Figura 26. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. | 83 |
| Figura 27. Columnas cuadradas del primer piso al tercer piso. | 83 |
| Figura 28. Columnas cuadradas del cuarto piso al sexto piso | 84 |
| Figura 29. Rectangulares para mantener el peralte primer piso a tercer piso. | 84 |
| Figura 30. Vigas Rectangulares para mantener el peralte cuarto a sexto piso..... | 85 |
| Figura 31. Losa para todos los pisos, desde primer piso al sexto piso de la edificación. | 85 |
| Figura 32. Muro interno de 15 cms para el ascensor de la edificación. | 86 |
| Figura 33. Muros exteriores para poder rigidizar edificación de 25 cm..... | 86 |
| Figura 34. Propiedades del Acero A588 ingresados en ETABS..... | 87 |
| Figura 35. Vista en 3D de la estructura de acero a588..... | 88 |
| Figura 36. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC..... | 89 |
| Figura 37. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. | 91 |
| Figura 38. Columnas rectangulares del primer piso al tercer piso. | 91 |
| Figura 39. Columnas rectangulares del cuarto piso al sexto piso | 92 |
| Figura 40. Contravientos “X” o (diagonales) Reducción de rotación. | 92 |
| Figura 41. Contravientos “Y” o (diagonales) Reducción de rotación. | 92 |
| Figura 42. Vigas tipo I sísmicas para el eje Y..... | 93 |

| | |
|--|-----|
| Figura 43. Vigas Trabe 1 para los ejes X, cada una pre diseñada..... | 93 |
| Figura 44. Vigas Trabe 2 para los ejes X, cada una pre diseñada..... | 93 |
| Figura 45. Vigas Trabe 3 para los ejes X, cada una pre diseñada..... | 94 |
| Figura 46. Vigas Trabe 4 para los ejes X, cada una pre diseñada..... | 94 |
| Figura 47. Vigas tipo A para soporte de losa, cada una pre diseñada..... | 94 |
| Figura 48. Vigas tipo B para soporte de losa, cada una pre diseñada..... | 95 |
| Figura 49. Grosor de losa..... | 95 |
| Figura 50. Muros de corte fijo por el modelo arquitectónico para el ascensor..... | 95 |
| Figura 51. Propiedades del Acero A36 ingresados en ETABS..... | 96 |
| Figura 52. Vista en 3D de la estructura de acero a588..... | 97 |
| Figura 53. Tabla de resumen del espectro de respuesta..... | 99 |
| Figura 54. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño..... | 101 |
| Figura 55. Sistema estructura a porticado de Hormigón Armado..... | 102 |
| Figura 56 Deriva máxima en sentido “X” | 103 |
| Figura 57. Deriva máxima en sentido “Y” | 104 |
| Figura 58. Deriva máxima de la carga espectral en sentido X..... | 105 |
| Figura 59. Deriva máxima de la carga espectral en sentido Y..... | 106 |
| Figura 60. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - (T=0.81315 seg) | 107 |
| Figura 61. Segundo Modo de vibración -Traslación dirección Y-Y - (T=0.75317 seg) | 107 |
| Figura 62. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.66257 seg) | 108 |
| Figura 63. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel. | 109 |

| | |
|--|-----|
| Figura 64. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante | 110 |
| Figura 65. Calibración de cortante basal | 110 |
| Figura 66. Derivas de la carga espectral..... | 111 |
| Figura 67. Sistema estructura mixta de pórtico con muros estructurales de Hormigón Armado..... | 113 |
| Figura 68. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sx..... | 114 |
| Figura 69. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sy..... | 115 |
| Figura 70. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sx me..... | 115 |
| Figura 71. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sy me..... | 116 |
| Figura 72. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - (T=0.7275 seg) | 117 |
| Figura 73. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - (T=0.6624 seg)..... | 117 |
| Figura 74. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.6129 seg) | 118 |
| Figura 75. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel..... | 119 |
| Figura 76. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante | 120 |
| Figura 77. Calibración de cortante basal | 120 |
| Figura 78. Derivas elásticas e inelásticas después de la calibración del cortante basal de la carga espectral | 121 |

| | |
|---|-----|
| Figura 79. Sistema estructural Arriostrado de Acero A588..... | 123 |
| Figura 80. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sx..... | 124 |
| Figura 81. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sy..... | 125 |
| Figura 82. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me.... | 125 |
| Figura 83. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sy me.... | 126 |
| Figura 84. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - (T=0.6837 seg) | 126 |
| Figura 85. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - (T=0.6687 seg) | 127 |
| | 127 |
| Figura 86. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.6256 seg) | 127 |
| Figura 87. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel. | 129 |
| | 129 |
| Figura 88. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante. | 129 |
| Figura 89. Calibración de cortante basal | 130 |
| Figura 90. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me después de calibrar el cortante basal. | 130 |
| Figura 91. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sy me después de calibrar el cortante basal. | 131 |
| Figura 92. Sistema estructural Arriostrado de Acero A588..... | 133 |
| Figura 93. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sx..... | 134 |
| Figura 94. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sy..... | 135 |
| Figura 95. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me.... | 135 |
| Figura 96. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sy me.... | 136 |
| Figura 97. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - (T=0.7036 seg) | 136 |
| | 136 |

| | |
|--|-----|
| Figura 98. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - (T=0.6860 seg) | 137 |
| | |
| Figura 99. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.6517 Seg)..... | 137 |
| Figura 100. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel. | |
| | 139 |
| Figura 101. Resultados de si se calibra el cortante basal..... | 139 |
| Figura 102. Calibración de cortante basal | 140 |
| Figura 103. Derivas elásticas e inelásticas de la carga espectral después de la calibración del cortante basal..... | 140 |
| Figura 104. Derivas elásticas e inelásticas de la carga espectral después de la calibración del cortante basal..... | 141 |
| Figura 105. Gráfica del esfuerzo del cortante máximo | 147 |
| Figura 106. Grafica del esfuerzo del momento máximo. | 148 |
| Figura 107. Gráfica del Esfuerzo del cortante máximo..... | 149 |
| Figura 108. Grafica del esfuerzo del momento máximo. | 150 |
| Figura 109. Esfuerzo de losa con vigas trabes metálicas de acero A588. | 151 |
| Figura 110. Esfuerzo de losa con vigas trabes metálicas de acero A588. | 152 |
| Figura 111. Modelado del sistema estructural de hormigón armado. | 164 |
| Figura 112. Modelado del sistema estructural de hormigón armado que incluye muros estructurales | 164 |
| Figura 113. Modelado del sistema estructural de Acero A588..... | 165 |
| Figura 114. Modelado del sistema estructural de Acero A588..... | 165 |
| Figura 115. Vista 1 de render de la estructura a porticada de hormigón armado | 166 |
| Figura 116. Vista 1 de render de la estructura a porticada de hormigón armado | 166 |
| Figura 117. Vista 1 de render de la estructura del Acero A588 y del A36..... | 167 |

| | |
|--|-----|
| Figura 118. Vista 2 de render de la estructura del Acero A588 y del A36..... | 167 |
| Figura 119. Vista 1 de render de la estructura de hormigón con muros de corte | 168 |
| Figura 120. Vista superior del edificio para oficinas de la estructura de hormigon armado..... | 168 |
| Figura 121. Vista superior del edificio para oficinas de Acero A588 y A36 | 169 |
| Figura 122. Vista superior del edificio para oficinas de Acero A588 y A36 | 169 |
| Figuras 123. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de hormigón armado. | 170 |
| Figura 124. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de hormigón armado con muros estructurales. | 171 |
| Figura 125. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de acero A36 y acero A588 arriostradas. | 172 |
| Figura 126. Planos de vista en corte del modelo estructural de hormigón armado.. | 173 |
| Figura 127. Planos de vista en corte del modelo estructural de hormigón armado con muros estructurales. | 174 |
| Figura 128. Planos de vista en corte1-6 del modelo estructural de acero A36 y acero A588 arriostradas. | 175 |
| Figura 129. Coordenadas geográficas $x = 531676.5263$ $y = 9894516.1882$ | 176 |

CAPÍTULO I

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1 Tema

Análisis lineal de un modelo arquitectónico aplicando tres tipos de sistemas constructivo basado ante una carga sísmica de diseño de la NEC 2015, en aplicación a un edificio de seis pisos en zona costera del Ecuador, Manabí, Manta, Tarqui.

1.2 Antecedentes

El 16 de abril de 2016 a las 18:58 hora local Ecuador fue sacudido por un sismo que alcanzó una magnitud de 7.8 en la escala de Richter con epicentro en el cantón Pedernales, el cual afectó a las provincias de Esmeraldas, Manabí, Guayas, Santa Elena, Los Ríos y Santo Domingo, entre otras. Las provincias que presentaron mayor afectación fueron Manabí y Esmeraldas.

Tuvo un impacto devastador en la infraestructura de Manta, una de las ciudades más afectadas en Ecuador, numerosas casas y edificios residenciales colapsaron total o parcialmente, dejando a miles de personas sin hogar. Las construcciones más afectadas fueron aquellas hechas con materiales de baja calidad o sin cumplir con normas antisísmicas, además, en varios casos, las normas de construcción antisísmicas no se cumplieron adecuadamente, ya sea por falta de supervisión o por prácticas irregulares en la construcción. Esto fue particularmente crítico en edificios construidos antes de la implementación de normativas modernas, ya que, la NEC fue actualizada pocos años de este suceso.

El presente proyecto se basa en el Análisis lineal de un modelo arquitectónico aplicando dos distintos tipos de sistema constructivo y diseñarlo ante una carga sísmica cumpliendo las prescripciones de la NEC 2015, utilizando dos tipos de materiales para la estructura, una estructura de hormigón armado y una estructura de acero A588, además se realizará una

comparación con el acero A36, en aplicación a un edificio de seis pisos en zona costera del Ecuador, Manabí, Manta, Tarqui.

1.3 Justificación

Ecuador enfrenta un alto riesgo sísmico debido a su ubicación geográfica. La interacción de las placas tectónicas genera una intensa actividad sísmica en las zonas centrales y periféricas, debido al almacenamiento de energía, lo que hace que la costa ecuatoriana sea especialmente vulnerable a estos movimientos, los cuales buscan liberar la energía acumulada. Por esta razón, todas las edificaciones deben ser construidas conforme a las normativas vigentes, tomando en cuenta el propósito para el que serán utilizadas.

Al realizar un análisis lineal utilizando dos tipos de sistema constructivo, este se realiza con una correcta configuración estructural, con dimensiones adecuadas y con materiales de calidad, que permitan tener resistencia y ductilidad suficientes para que puedan soportar las acciones causadas por las demandas.

Por lo tanto, se hace importante realizar comparativa de sistemas constructivos que no se fabrique en el país, porque no solo se garantiza el minimizar las pérdidas de vidas, sino que también conservar la integridad física de las estructuras y sus contenidos, para así reducir las pérdidas económicas. Todo esto llevándose a cabo bajo el cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la correcta supervisión y ejecución de la obra.

Este proyecto es importante para que la sociedad tenga en cuenta que, al tener ingenieros capacitados, estos identifican y comprenden los obstáculos que se pueden presentar en la realización de un correcto diseño que permita un buen desempeño de las edificaciones.

1.4 Ubicación y localización del proyecto

El edificio de oficina de cinco pisos está situado en la parroquia Tarqui de Manta, en la provincia de Manabí, Ecuador, específicamente en la intersección de la Avenida 109 y la Calle 104. Las coordenadas geográficas $x = 531676.5263$ $y = 9894516.1882$, Figura 1.

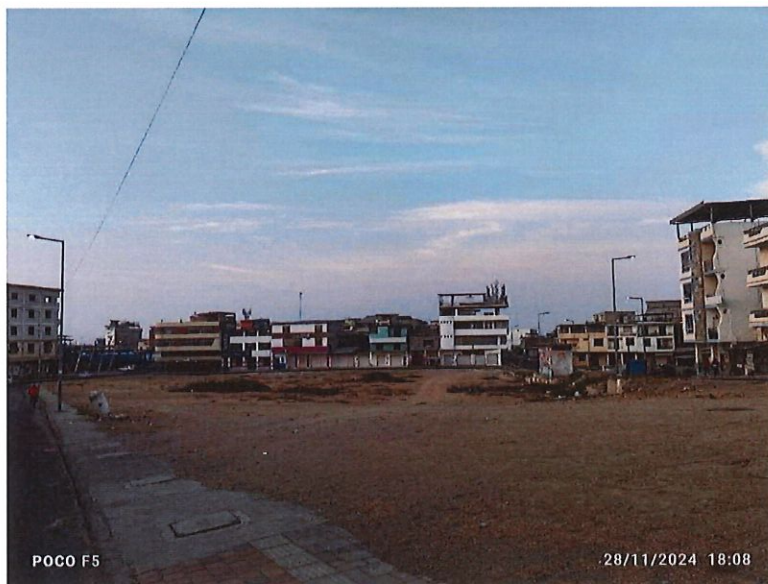


Figura 1. Coordenadas geográficas $x = 531676.5263$ $y = 9894516.1882$
Fuente: Google Earth y Propia

1.5 Descripción general

La ciudad de Manta, ubicada en la costa del Ecuador, se encuentra en una zona de alto peligro sísmico según el mapa de zonificación sísmica del país. Esta región es conocida por su actividad tectónica significativa debido a su proximidad al límite convergente entre las placas de Nazca y Sudamericana. (Escuela Politecnica Nacional , 2017). Por esta razón, el diseño y la construcción de edificaciones en esta área deben cumplir estrictamente con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para garantizar la seguridad estructural y la protección de sus habitantes.

En este contexto, se realizará un análisis estructural detallado de un edificio de seis pisos empleando tres diferentes sistemas constructivos: un sistema estructural de hormigón armado, un sistema estructural el acero A588 y se comparará también con el acero A36. Estos sistemas representan enfoques diversos en ingeniería estructural, cada uno con características particulares en cuanto a su comportamiento frente a cargas sísmicas y otras solicitaciones.

El sistema a porticado de hormigón armado es uno de los métodos más utilizados en el país, conocido por su resistencia y ductilidad, características esenciales en regiones sísmicas.. Finalmente, el sistema mixto, que analiza el acero de alta resistencia a la corrosión (A588) y acero convencional (A36), se considera una solución innovadora, capaz de optimizar el diseño estructural al aprovechar las propiedades mecánicas de ambos materiales.

Como parte del diseño, se calculará y aplicará una carga sísmica conforme a los parámetros establecidos en la NEC, que incluyen factores como el coeficiente de zonificación sísmica, la importancia de la edificación, el tipo de suelo y las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales seleccionados. Estos cálculos serán esenciales para garantizar que el edificio pueda resistir las fuerzas inducidas por un sismo sin comprometer su integridad ni la seguridad de sus ocupantes (NEC, 2015).

Este proyecto representa un ejercicio integral de diseño estructural que no solo busca cumplir con las regulaciones vigentes, sino también explorar y comparar el desempeño del sistema estructural A588 frente a condiciones sísmicas extremas, contribuyendo así al desarrollo de prácticas de construcción más seguras y sostenibles en zonas de alto riesgo sísmico como Manta en comparación de las estructuras de hormigón armado y el acero A36.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

- Establecer una propuesta de un sistema estructural con acero A588 a partir de un análisis comparativo con sistemas de hormigón armado y acero A36, de un edificio de seis pisos.

1.6.2 Objetivo específico

- Establecer tres modelos estructurales utilizando un modelo arquitectónico irregular.
- Analizar las características del riesgo sísmico en la zona del Ecuador, conforme a los lineamientos de la NEC 2015, evaluando su impacto en los sistemas constructivos de edificios típicos destinados a oficinas.
- Evaluar el desempeño estructural de la edificación representativa mediante los resultados arrojados del análisis lineal estático y dinámico, utilizando el software ETABS como herramienta principal para la modelación y simulación.
- Comparar los costos y peso de los tres diferentes modelos estructurales.

CAPITULO II

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 Tipo de cargas

2.1.1 Cargas vivas

Carga viva: Es la carga que surge por el uso de la estructura. Por consiguiente, el cálculo depende del tipo de ocupación para el que se haya diseñado el edificio, esto incluye, el peso de personas, muebles, equipos, accesorios móviles o temporales, elementos en circulación y similares. Por otra parte, la NEC (2015) indica que la carga viva se caracteriza de la siguiente manera:

- No se reducirá la sobrecarga cuando el valor de la carga viva sea mayor a 4.8 kN/m².
- Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, se podrá reducir de 20% la sobrecarga.

Además, en la siguiente figura se muestran los pesos unitarios de carga viva cuando se realicen los siguientes elementos estructurales.

| Material | Peso Unitario kN/m ² |
|--|---------------------------------|
| Balcones | 4.8 |
| Cubiertas planas, inclinadas y curvas | 0.7 |
| Cubiertas destinadas para áreas de paseo | 3 |
| Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión | 4.8 |
| Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones | 2 |
| Salones de uso público y sus corredores | 4.8 |
| Escaleras y rutas de escape | 4.8 |
| Salida de emergencia | 4.8 |

Figura 2. Carga viva.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.1.2 Carga muerta

Carga muerta: Se denomina a las cargas permanentes, que están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan de forma perenne sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

De igual manera, en la siguiente figura se muestran los pesos unitarios de carga viva cuando se realicen los siguientes elementos estructurales.

| Material | Peso Unitario kN/m3 |
|--|---------------------|
| Baldosa cerámica | 18 |
| Hormigón simple | 22 |
| Hormigón armado | 24 |
| Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos) | 19 |
| Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos) | 14 |
| Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos) | 10 |
| Ladrillo artesanal | 16 |
| Bloque hueco de hormigón | 12 |
| Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5 | 20 |
| Yeso | 10 |

Figura 3. Carga Muerta.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.1.3 Carga Sísmica y Combinaciones de cargas

Las cargas sísmicas son definidas como acciones que un sismo provoca sobre la estructura y que estas deben ser soportadas por la misma.

- El caso general

$$W = D$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura

No obstante, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) indica, que las construcciones deben soportar combinaciones de las cargas tanto muertas o permanente, vivas o variables, y accidentales como las sísmicas, y estas combinaciones son presentadas en la siguiente Tabla 1.

Tabla 1. Combinaciones de cargas

| | |
|--|---------------|
| 1.4 D | Combinación 1 |
| 1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr ; S ; R] | Combinación 2 |
| 1.2 D + 1.6 max[Lr ; S ; R]+ max[L ; 0.5W] | Combinación 3 |
| 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr ; S ; R] | Combinación 4 |
| 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S | Combinación 5 |
| 0.9 D + 1.0 W | Combinación 6 |
| 0.9 D + 1.0 E | Combinación 7 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.1.4 Cortante basal de diseño

La cortante basal de diseño es la fuerza total por cargas laterales, es aplicada en la base de la estructura, siendo resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

Ecuación 1. Cortante basal de diseño (NEC, 2015)

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Donde:

S_a 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

2.1.5 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa:

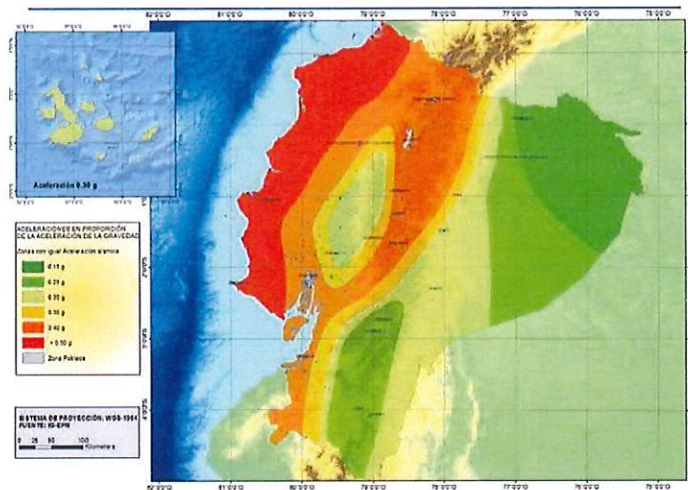


Figura 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.2 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. (NEC, 2015)

2.3 Coeficientes de perfil del suelo Fa, Fd y Fs

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que

incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC, 2015)

Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

| 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 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Esto depende la zona ubicada en el mapa, todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

| 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 | | | | | |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

| 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 | | | | | |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Se presentan los valores del coeficiente F_s, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. F_s: comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

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

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño.

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

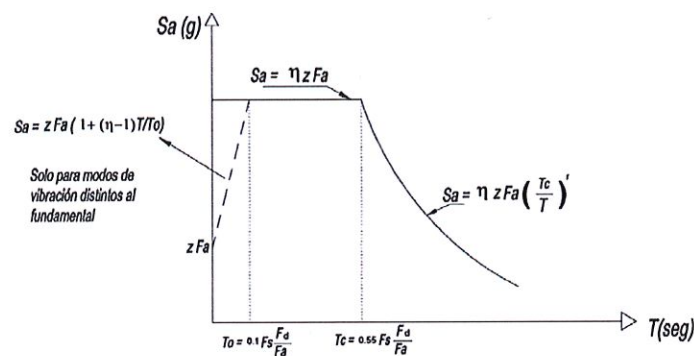


Figura 5. Espectro elástico.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y

contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Donde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E.
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura.

- TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño Z Aceleración máxima. (Valencia, Diciembre)

Los límites T_0 y T_c del espectro elástico se calculan con la siguiente formula, aquello que dependerán de los coeficientes del perfil del suelo.

$$T_0 = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

El periodo T se calcula con la siguiente formula

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Tabla 6. Tipo de estructura

| 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 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Valores de K de acuerdo con el periodo T

Tabla 7. Periodos

| Valores de T (s) | k |
|--------------------|-----------------|
| ≤ 0.5 | 1 |
| $0.5 < T \leq 2.5$ | $0.75 + 0.50 T$ |
| > 2.5 | 2 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

El factor de importancia I nos los proporciona la NEC y son los siguientes

Tabla 8. Tipo de uso, destino e importancia

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coficiente 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 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Tabla 9. Sistemas Estructurales dúctiles

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

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.5 Resistencia a la compresión $F'c$

Según indica Jesús Osorio (2024), la característica mecánica del hormigón es la resistencia a la compresión, ya que, se define como la capacidad de soportar una carga por unidad de área, la cual, es expresada por medio de la fuerza en kgf/cm^2 o MPa. Asimismo, el ensayo más común para conocer la resistencia a la compresión, es el que se realiza a probetas cilíndricas de hormigón con medidas estándares, donde se aplica la carga a una velocidad entre 0.14 MPa a 0.34 MPa. No obstante, según la NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado,

(2015) el valor mínimo de resistencia a la compresión del hormigón normal es de $f'c=210$ kgf/cm².

2.6 Módulo de elasticidad del hormigón “E”

El módulo de elasticidad de acuerdo con el ACI (2015) es:

Ecuación 2. Módulo de Elasticidad

$$E = 15100 x \sqrt{f'c}$$

Fuente: (ACI 2014)

2.7 Módulo de Poisson

Ecuación 3. Módulo de Poisson. (ACI, 2015)

$$v = \frac{DT}{DL} \cong 0.20$$

Fuente: (ACI 2014)

Donde:

DT: Deformación transversal

DL: Deformación longitudinal

2.8 Sistema estructural de acero

Según la cooperación Gerdau Corsa (2020), indican que un sistema estructural es aquel que toda la parte del esqueleto o marco estructural como las vigas y columnas son de acero, soportando el suelo, techo o paredes de la edificación. De esta manera, el acero se ha considerado eficiente, utilizando la forma o sección adecuada, puede resistir tanto la tensión, compresión u otra solitud, ya que, se rigen bajo políticas y estándares supervisados para su fabricación.

Entre las normas más utilizadas se encuentra la American Society for Testing and Material (ASTM), la cual, posee la siguiente clasificación de aceros:

- Aceros al Carbono: A36, A53, A500, A501 y A529
- Aceros de baja aleación y de alta resistencia: A572, A618, A913, A992
- Aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión: A242, A588 y A847. (Gerdau Corsa, 2020)

2.9 Acero A36

El acero ASTM A36 forma parte de los aceros de bajo carbono, con un contenido de carbono menor a 0,3%. Este nivel bajo de carbono lo hace más moldeable, lo cual, facilita la formación, el mecanizado y la soldadura. Además, cabe destacar que el tratamiento térmico tiene un impacto limitado en este material según indico Gnee Steel (2016) en su informe sobre este acero.

De igual manera, el acero ASTM A36 está formado por otros elementos, como manganeso, azufre, fósforo y silicio, que, junto al hierro, poseen propiedades mecánicas únicas. Sin embargo, este acero no ofrece una alta resistencia a la corrosión, ya que no incorpora elementos como el níquel y cromo que contiene el acero inoxidable. De esta manera, si se requiere un material con propiedades anticorrosivas, podría considerarse otras opciones.

- Elasticidad y ductilidad: Absorbe grandes deformaciones antes de fracturarse, lo que lo hace resistente a cargas sísmicas y dinámicas.
- Soldabilidad y fabricación: Es fácil de soldar, cortar y conformar, adaptándose bien a diversas estructuras.
- Limitaciones: Su resistencia disminuye a altas temperaturas (≥ 400 °C) El acero A36 no tiene una resistencia inherente a la corrosión, por lo que debe protegerse

mediante recubrimientos (pinturas, galvanizado, etc.) o tratamientos adicionales cuando se utiliza en ambientes agresivos.

- Desempeño sísmico: Su ductilidad permite disipar energía, pero en elementos esbeltos puede experimentar pandeo.

2.9.1 Propiedades mecánicas

Tabla 10. Propiedades mecánicas del acero A36

| Límite elástico mínimo, MPa | Límite de resistencia, Mpa | Alargamiento relativo mínimo (probeta de 200 mm), % |
|-----------------------------|----------------------------|---|
| 250 | 400-550 | 20 |

Fuente: (Acero Max, Acero a36 - 2023)

Tabla 11. Propiedades del acero A36

| Propiedades | Valor Aproximado | Datos |
|---------------------------|--|--|
| Dureza (Brinell) | 119-159 HBW | Esto significa que el acero es un material relativamente suave. |
| Módulo de Elasticidad | 200 GPa | Mide la rigidez y la capacidad para recuperar su forma original después de aplicar una carga. |
| Densidad | 7.85 g/cm ³ | Afecta su peso y su capacidad para resistir la carga. |
| Peso | 37.39 kg/m ² , hasta llegar a un total de 1196.34 kg/m ² | Estimación de peso en una placa de acero A36. |
| Resistencia a la Tracción | 400-550 MPa | Es la fuerza máxima que puede soportar un material antes de que se rompa. |
| Límite Elástico | 250 MPa | Este es el punto de tensión máximo que el metal puede soportar sin experimentar deformación permanente. |
| Elongación | 50 mm (2"): 23 % | Capacidad de un material que puede deformarse antes de romperse. |
| Conductividad Térmica | 45 W/mK | Esto significa que el acero A36 puede conducir el calor a una velocidad de 45 vatios por metro por kelvin. |
| Límite de fluencia | 250 MPa, que se traduce a 36 KSI | Permite que el material tenga utilidad para la formación de barras, planchas, perfiles estructurales, etc. |

Fuente: (Acero Max, Acero a36 - 2023)

2.10 Acero A588

Indica Gerdau Corsa (2020) en su ficha técnica, que el acero A588, es conocido por su resistencia a la intemperie o Corten, además, es un tipo de acero estructural de alta resistencia desarrollado para ofrecer excelente resistencia mecánica y a la corrosión atmosférica. Se utiliza principalmente en aplicaciones donde se busca una larga durabilidad en ambientes expuestos.

En la oxidación superficial del Acero ASTM A588 crea una película de óxido impermeable al agua y al vapor de agua que impide que la oxidación del acero prosiga hacia el interior de la pieza. Esto se traduce en una acción protectora del óxido superficial frente a la corrosión atmosférica, con lo que no es necesario aplicar ningún otro tipo de protección al acero como la protección galvánica o el pintado.

- Limitaciones: costo inicial elevado, es más caro que otros aceros estructurales como el A36.
- Ambientes extremos: El acero A588 desarrolla una capa de óxido conocida como pátina, que actúa como barrera protectora contra la progresión de la corrosión.
- Ideal para estructuras expuestas a climas adversos, reduciendo costos de mantenimiento.
- Soldabilidad: Aunque es soldable, requiere precauciones adicionales debido a su composición química.

2.10.1 Composición del acero A588

Tabla 12. Fuente (Leecosteel, Acero a588) (2021)

| Elemento | Composición % | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------|--------------|
| | Grado A | Grado B | Grado C |
| Carbono | 0.19 max | 0.20 max | 0.17 max |
| Manganeso | 0.80 – 1.25 | 0.75 – 1.35 | 0.50 – 1.20 |
| Fósforo | 0.040 max | 0.040 max | 0.040 max |
| Azufre | 0.050 max | 0.050 max | 0.050 max |
| Silicio | 0.30 – 0.65 | 0.15 – 0.50 | 0.25 – 0.50 |
| Níquel | 0.40 max | 0.50 max | 0.40 max |
| Cromo | 0.40 – 0.65 | 0.40 – 0.70 | 0.40 – 0.70 |
| Molibdeno | ... | ... | 0.10 max |
| Cobre | 0.25 – 0.40 | 0.20 – 0.40 | 0.30 – 0.50 |
| Vanadio | 0.02 – 0.10 | 0.01 – 0.10 | ... |
| Niobio | ... | ... | 0.005 – 0.05 |
| Índice de resistencia a corrosión | > 6.0 | > 6.0 | > 6.0 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

2.10.2 Propiedades mecánicas del acero A588

Tabla 13. Propiedades mecánicas del acero A588

| Propiedades mecánicas del A588: | |
|---------------------------------|--|
| Tensión: | 70 ksi min (hasta 4"), 67 ksi min (4" a 5") 63 ksi min (5" a 8") |
| Fluencia: | 50 ksi min (hasta 4"), 46 ksi min (4" a 5") 42 ksi min (5" a 8") |
| Elongación: | 16% mínimo en 8"; 19% mínimo en 2" (en placas con un ancho superior a 24") |

Fuente: (Steel plate specialists, Acero a588) (2022)

2.11 Corrosión de estructuras metálicas

Es el proceso que altera la composición física y química del acero, por la acción y exposición de un agente natural como el agua, el viento o la sal. Este deterioro ocasiona que el metal pierda sus principales propiedades, como son la dureza y la durabilidad. Se define como la destrucción de un material debido a su interacción química o electroquímica con el ambiente que lo rodea. La corrosión es la tendencia que tienen los metales de volver a su estado combinado, es decir el estado inicial en el cual se encontraban en la naturaleza, que termodinámicamente hablando es el estado más estable.

Además, cualquier cuerpo sólido de diferentes tipos de material, pueden atravesar por procesos corrosivos, sin embargo, los metales son los más sensibles a este fenómeno, debido a la formación de óxidos sulfuros o compuestos metálicos básicos llamados menas o minerales.

2.12 ¿Cuál es la diferencia entre ASTM A588 y A36?

- La chapa de acero A588 es más resistente a la corrosión en comparación con la A36.
- El acero resistente a la intemperie A588 forma una capa protectora cuando se expone a los elementos, lo que no ocurre con el A36.
- Los grados ASTM A588 tienen mayor límite elástico y de tracción en comparación con el A36.

2.13 ¿Cuáles son los grados de acero ASTM A588?

- El grado A es adecuado para aplicaciones en condiciones sin pintar.
- El grado B proporciona una mejor resistencia a la corrosión.
- El grado C ofrece mayor resistencia a la corrosión mejorada que los dos grados anteriores.
- El grado K es ideal para ambientes altamente corrosivos. (Siddhi, 2023)

2.14 Muros de corte

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), los muros de corte son elementos estructurales verticales diseñados para resistir fuerzas laterales generadas por sismos o viento, proporcionando rigidez y resistencia al corte y flexión. Pueden estar construidos en hormigón armado o mampostería estructural reforzada, y deben cumplir con requisitos específicos en cuanto a dimensiones mínimas, refuerzo longitudinal y transversal, especialmente en zonas críticas como la base. Los muros deben integrar adecuadamente con otros elementos estructurales, como los diafragmas, y ser capaces de disipar energía sísmica mediante deformaciones inelásticas para garantizar su ductilidad y evitar fallos frágiles, especialmente en zonas de alto riesgo sísmico. Aunque ofrecen alta rigidez y eficiencia estructural, limitan los desplazamientos laterales, su diseño debe ser cuidadosamente balanceado para evitar rigidez excesiva y problemas de interacción con otros sistemas. En edificios altos, se combinan con sistemas duales (muros y pórticos) para maximizar la resistencia y ductilidad.

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismos resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su

longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección. (Arequipa, 2022)

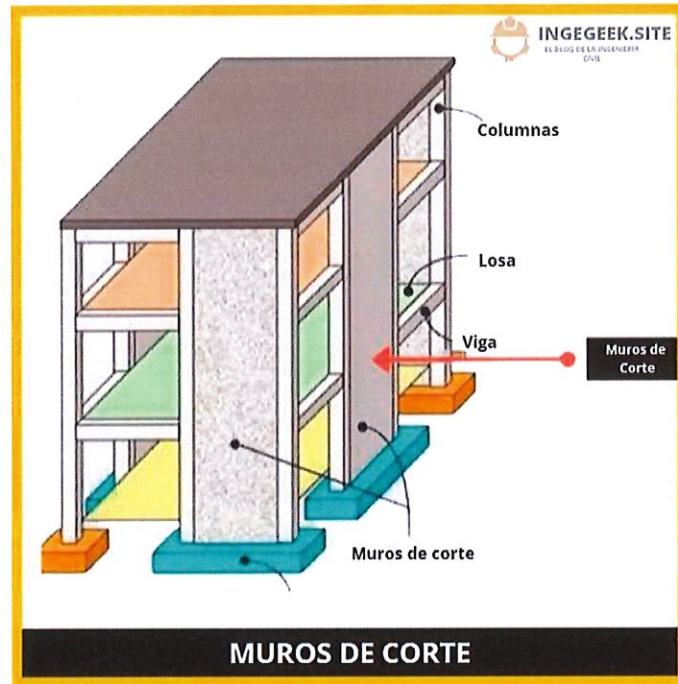


Figura 6. Visualización de muros para rigidizar estructura.

Fuente: (INGEGEEK.SITE)

2.14.1 Discontinuidad de muros cortante

Según indica Gibran A. Martínez (2024) la discontinuidad de los muros de corte puede provocar diversos problemas estructurales que afectan la estabilidad y el comportamiento sísmico de una edificación. Algunas de las causas y consecuencias de la discontinuidad en los muros de corte incluyen:

Concentración de esfuerzos

La discontinuidad en los muros de corte puede generar zonas donde se concentran grandes esfuerzos y deformaciones, ya que la estructura no tiene un flujo continuo de rigidez

y resistencia. Esto puede resultar en la falla de estas zonas críticas, especialmente bajo cargas sísmicas o vientos fuertes.

Inestabilidad estructural

Los muros de corte son elementos clave para resistir cargas laterales, y su discontinuidad puede afectar la estabilidad global de la estructura, provocando desplazamientos excesivos o incluso el colapso de la edificación en casos extremos.

Desbalance en la distribución de fuerzas

La discontinuidad de los muros puede hacer que las fuerzas sísmicas o las cargas horizontales no se distribuyan de manera equitativa entre los elementos estructurales, lo que aumenta el riesgo de deformaciones descontroladas en otras partes del edificio.

Pérdida de continuidad en el sistema de resistencia lateral

Cuando los muros de corte se interrumpen, ya sea por aberturas o por la discontinuidad en el material o el refuerzo, el sistema de resistencia lateral pierde efectividad, ya que no se puede mantener una rigidez continua para resistir las fuerzas dinámicas de un sismo o viento.

Comportamiento no uniforme en las deformaciones

La discontinuidad puede generar deformaciones no uniformes, lo que puede provocar problemas en la interacción entre los distintos sistemas estructurales (muros, pórticos, losas, etc.), causando grietas o fallas en los puntos de conexión.

Efectos en la ductilidad

La discontinuidad en los muros de corte puede afectar la capacidad de la estructura para deformarse sin fallar, reduciendo su ductilidad y capacidad de disipar energía en eventos

sísmicos, lo que puede llevar a un comportamiento frágil durante un terremoto. (Martinez, 2024)

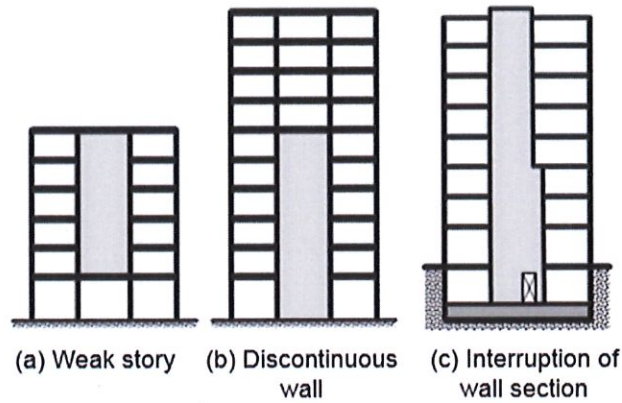


Figure 2-3 – Wall vertical irregularities.

Figura 7. La discontinuidad de muros en elevación produce pisos blandos

Fuente: (Manuel y Vaca, servicio de construcción)

2.15 Análisis dinámico en estructuras

Cype (2023) hace referencia a que cualquier estructura adquiere un comportamiento dinámico cuando se aplica una carga o un desplazamiento, tal y como indica la segunda ley de Newton, donde la fuerza de inercia adicional es obtenida del producto de la masa por aceleración.

De esta forma, cuando la carga o el desplazamiento se aplica lentamente, las fuerzas de inercia se desprecian y se justifica el análisis estático, por lo cual, se considera que el análisis dinámico es una ampliación del estático. (Cype, 2023)

Asimismo, las estructuras reales tienden a tener una infinidad de desplazamientos, por lo cual, al realizar un modelado informático, creando elementos finitos con un número finito de desplazamientos nodales, es complicado que simulen el comportamiento totalmente certero

de la estructura real, por lo que se recomienda realizar muchos análisis dinámicos aplicando diferentes cargas y condiciones.

Entre las características del análisis dinámico se encuentran que:

- Considera la acción de tanto los sismos como los vientos.
- Los diferentes métodos de rigidez y el de elementos finitos son apropiados para este análisis.
- Se mide el periodo de vibración.
- Se analizan las pequeñas oscilaciones o vibraciones que intervienen en la estructura en su posición equilibrada.
- Analiza el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas que varían con el tiempo incluyendo efectos de frecuencia.
- Se aplica para edificios diseñados para resistir sismos o vibraciones por tráfico.

CAPÍTULO III

3. ELABORACION DE MODELOS

3.1 Normas utilizadas

Se seguirán las disposiciones de las normas nacionales e internacionales descritas a continuación:

Norma ecuatoriana de la construcción en sus capítulos:

- NEC-SE-CG “Cargas no sísmicas” (NEC 2015)
- NEC-SE-DS “Peligro sísmico” (NEC 2015)
- NEC-SE-HM “Hormigón armado” (NEC 2015)
- NEC-SE-AC: “Estructuras de Acero” (NEC 2015)

American Concrete Institute:

- ACI 318S-14
- • ACI 318S-19

Normas INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización):

- INEN 2163

3.2 Modelación a porticado de la estructura de hormigón en ETABS

3.2.1 Asignación de cargas vivas

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o accesorios de oficinas. (NEC-SE-CG, 2015).

La carga viva de esta estructura estará dada para cada piso como se muestra en la Tabla 14, aquellos datos los sacamos de la (NEC-SE-CG, 2015) para el primer y quinto piso será una carga de uso de oficina y en el sexto piso será con una carga de cubierta inaccesible.

Tabla 14. Carga viva por ocupaciones de cada piso

| Carga viva por ocupación para cada piso | | |
|---|----------------------|-----------------------------------|
| N de pisos | Ocupación | Carga viva (Tonf/m ²) |
| Primer Piso | Oficinas | 0.24 |
| Segundo Piso | Oficinas | 0.24 |
| Tercer Piso | Oficinas | 0.24 |
| Cuarto Piso | Oficinas | 0.24 |
| Quinto Piso | Oficinas | 0.24 |
| Sexto Piso | Cubierta inaccesible | 0.07 |

Fuente: (Propia, elegida de la NEC 2015)

3.2.2 Carga muerta

La carga muerta se muestra en la Tabla 17 hasta la tabla 20, posterior al prediseño de la losa para calcular el peso propio en las Tabla 16.

Predimensionamiento de elementos estructurales de hormigón armado, se definen las dimensiones de las secciones en la estructura a través de un prediseño de cada una de ellas, teniendo en cuenta sus respectivas solicitaciones de cargas.

De las cuales se utilizará la siguiente combinación última.

Ecuación 4. Combinación de carga.

$$U = 1.2 x(\text{Carga muerta}) + 1.6 x(\text{Carga Viva})$$

$$U = 1.2 * LD + 1.6 * LF$$

De igual manera, según la NEC de Cargas No Sísmicas, para oficinas se utilizará una carga viva de 2400 Kgf/m², para cubierta inaccesible 70 Kgf/m² por lo cual, para la distribución de cargas por piso se utilizará la columna con mayor área colaborante B3, que se obtiene de la siguiente manera.

Los valores de los pesos unitarios de los materiales de construcción proporcionados a continuación fueron extraídos del capítulo de Cargas No Sísmicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC-SE-CG-Cargas no Sísmicas).

Para el peso propio de la losa aligerada, se considera el 90% para el peso de vigas y columnas, a continuación, en las siguientes tablas (1 a 5) los pesos propios de cada piso.

Tabla 15. Peso propio de la losa por cada m².

| Peso propio de la losa | | | | | | |
|---|----------|-------|-------|-------|-----------------------|------------------------------|
| Peso del hormigón | cantidad | h (m) | b (m) | e (m) | ve kgf/m ³ | Total en Kgf/m ² |
| Loseta de compresion | 1 | 0.05 | 1.000 | 1 | 2400 | 120 kgf/m ² |
| Nervio en x | 2 | 0.15 | 1.000 | 0.1 | 2400 | 72 kgf/m ² |
| Nervio en y | 2 | 0.15 | 0.800 | 0.1 | 2400 | 58 kgf/m ² |
| Ladrillos | 8 | | 10 | | | 80 kgf/m ² |
| Peso de losa Kgf/m² | | | | | | 330 kgf/m² |
| Peso de losa de Tn/m² | | | | | | 0.330 |

Fuente: Propia

Piso 1-3

Tabla 16. Sobrecarga de Piso 1, 2, 3

| SOBRECARGA DE ACABADOS | | | | | | |
|--------------------------|----------|-------------------------|--------------------|------------------------------|--------------|------------------------------|
| Losa del piso 1 - 2 - 3 | | | | | | |
| Elemento | Longitud | Altura de mampostería | Espesor del bloque | Área portante | Peso | Sobrecarga |
| Mampostería en X | 14.00 m | 3.20 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 14784.00 kgf | 68.13 kgf/m ² |
| Mampostería en Y | 15.50 m | 3.20 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 16368.00 kgf | 75.43 kgf/m ² |
| Enlucidos y masillados | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 88.00 kgf | 88.00 kgf/m ² |
| Recubrimientos de piso | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 77.00 kgf | 77.00 kgf/m ² |
| Cielorraso | | | | | | 20.00 kgf/m ² |
| Instalaciones electricas | | | | | | 10.00 kgf/m ² |
| Instalaciones sanitarias | | | | | | 15.00 kgf/m ² |
| | | Tn/m² | 0.360 | total de carga muerta | | 360 kgf/m² |
| | | Tn/m² | 0.240 | total de carga viva | | 240 kgf/m² |

Fuente: Propia

Para calcular el peso de la vigas y columnas se debe realizar el proceso de multiplicar la carga total del piso de sobre carga por un coeficiente de valor 1.9

Ecuación 5. Peso total

$$\text{Peso total} = \text{Peso de la losa por piso} * 1.9$$

$$\text{Peso total} = 360 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 1.9 = 684 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

El peso obtenido este compuesto de la sobrecarga de la losa, con columnas y vigas.

Piso 4

Tabla 17. sobrecarga del Piso 4

| SOBRECARGA DE ACABADOS | | | | | | |
|--------------------------|----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------|--------------------------|
| Losa del piso 4 | | | | | | |
| Elemento | Longitud | Altura de mampostería | Espesor del bloque | Área portante | Peso | Sobrecarga |
| Mampostería en X | 14.50 m | 3.00 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 14355.00 kgf | 66.15 kgf/m ² |
| Mampostería en Y | 15.50 m | 3.00 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 15345.00 kgf | 70.71 kgf/m ² |
| Enlucidos y masillados | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 88.00 kgf | 88.00 kgf/m ² |
| Recubrimientos de piso | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 88.00 kgf | 88.00 kgf/m ² |
| Cielorraso | | | | | | 20.00 kgf/m ² |
| Instalaciones electricas | | | | | | 10.00 kgf/m ² |
| Instalaciones sanitarias | | | | | | 15.00 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.360 | total de carga muerta | | 360 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.240 | total de carga viva | | 240 kgf/m ² |

Fuente: Propia

Para calcular el peso de la vigas y columnas se debe realizar el proceso de multiplicar la carga total del piso de sobre carga por un coeficiente de valor 1.9 (Ecuación 1)

$$Peso\ total = 360 \frac{kgf}{m^2} * 1.9 = 684 \frac{kgf}{m^2}$$

El peso obtenido este compuesto de la sobrecarga de la losa, con columnas y vigas.

Piso 5

Tabla 18. Sobrecarga piso 5

| SOBRECARGA DE ACABADOS | | | | | | |
|--------------------------|----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------|--------------------------|
| Losa del piso 5 | | | | | | |
| Elemento | Longitud | Altura de mampostería | Espesor del bloque | Área portante | Peso | Sobrecarga |
| Mampostería en X | 14.50 m | 2.80 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 13398.00 kgf | 61.74 kgf/m ² |
| Mampostería en Y | 15.50 m | 2.80 m | 0.15 m | 217.00 m ² | 14322.00 kgf | 66.00 kgf/m ² |
| Enlucidos y masillados | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 88.00 kgf | 88.00 kgf/m ² |
| Recubrimientos de piso | 0.04 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 88.00 kgf | 88.00 kgf/m ² |
| Cielorraso | | | | | | 20.00 kgf/m ² |
| Instalaciones electricas | | | | | | 10.00 kgf/m ² |
| Instalaciones sanitarias | | | | | | 15.00 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.350 | total de carga muerta | | 350 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.240 | total de carga viva | | 240 kgf/m ² |

Fuente: Propia

Para calcular el peso de la vigas y columnas se debe realizar el proceso de multiplicar la carga total del piso de sobre carga por un coeficiente de valor 1.9 (Ecuación 1)

$$Peso\ total = 350 \frac{kgf}{m^2} * 1.9 = 665 \frac{kgf}{m^2}$$

El peso obtenido este compuesto de la sobrecarga de la losa, con columnas y vigas.

Piso de cubierta 6, piso no accesible

Tabla 19. Sobrecarga piso 6

| SOBRECARGA DE ACABADOS | | | | | | |
|--------------------------|----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|-------------|--------------------------|
| Cubierta del piso 6 | | | | | | |
| Elemento | Longitud | Altura de mampostería | Espesor del bloque | Área portante | Peso | Sobrecarga |
| Mampostería en X | 10.00 m | 2.80 m | 0.10 m | 100.00 m ² | 6160.00 kgf | 61.60 kgf/m ² |
| Mampostería en Y | 10.00 m | 2.80 m | 0.10 m | 100.00 m ² | 6160.00 kgf | 61.60 kgf/m ² |
| Enlucidos y masillados | 0.03 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 66.00 kgf | 66.00 kgf/m ² |
| Recubrimientos de piso | 0.02 m | 1.00 m | 1.00 m | 1.00 m ² | 44.00 kgf | 44.00 kgf/m ² |
| Cielorraso | | | | | | 20.00 kgf/m ² |
| Instalaciones eléctricas | | | | | | 10.00 kgf/m ² |
| Instalaciones sanitarias | | | | | | 15.00 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.280 | total de carga muerta | | 280 kgf/m ² |
| | | Tn/m ² | 0.070 | total de carga viva | | 70 kgf/m ² |

Fuente: propia

Para calcular el peso de la vigas y columnas se debe realizar el proceso de multiplicar la carga total del piso de sobre carga por un coeficiente de valor 1.9 (Ecuación 1)

$$Peso\ total = 280 \frac{kgf}{m^2} * 1.9 = 532 \frac{kgf}{m^2}$$

El peso obtenido solamente sería de esa losa no accesible ya que no se cuenta la vigas y columnas para un séptimo piso.

3.2.3 Prediseño de columnas

Se evaluó el escenario más desfavorable en las áreas tributarias durante la fase de prediseño de columnas. Para determinar el área gruesa necesaria, se aplicó la ecuación 22.4.2.2 del código ACI 318-14, utilizando la siguiente fórmula, usando factor de seguridad de 1.3, según se recomienda por la zona sísmica y 1% de cuantía de acero dependerá si se está trabajando con estribos o con espiral y la carga axial de la columna “Pu” calculada anteriormente. El área bruta de la sección de concreto “Ag” será la que despejamos de la fórmula para así poder conocer la sección de la columna. (ACI, 2014)

Ecuación 6. La ecuación 22.4.2.2 del código ACI 318-14

$$A_g = \frac{P_u}{0.445 F'_c + 0.005 F_y}$$

Fuente: (código ACI 318-14)

Donde:

- F'_c , es la resistencia del hormigón.
- F_y , la resistencia del acero de refuerzo.

Además, en la NEC, se presentan las siguientes combinaciones de cargas para estados límites de falla.

$$\text{Área Tributaria} = \frac{[(5.5) + (5)]}{2} * \frac{[(5.5) + (4.5)]}{2} = 26.25 \text{ m}^2$$

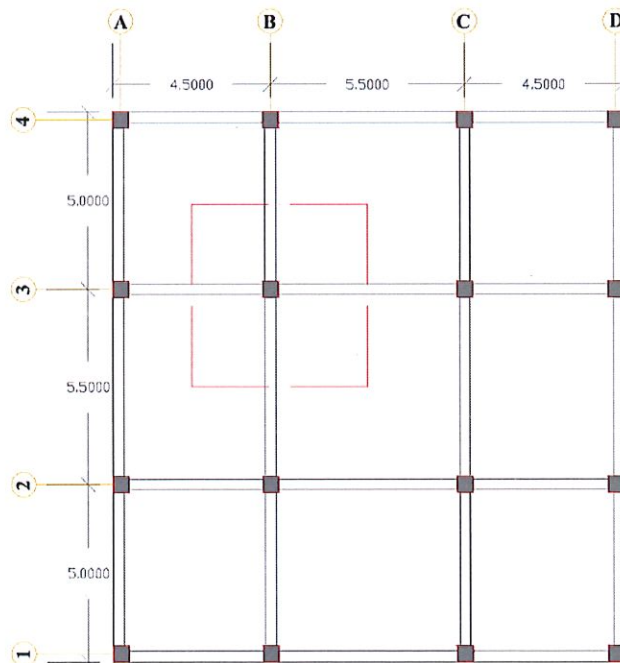


Figura 8. Losa colaborante

Fuente: Propia

En la siguiente Tabla 21, se calcula la carga axial para la columna elegida B3, para el área tributaria obtenida.

Tabla 20. Carga axial por cada piso

| Piso | Área tributaria (m ²) | Carga distribuida (kgf/m ²) | Carga axial por nivel (kgf) | P _u (kgf) |
|------|-----------------------------------|---|-----------------------------|----------------------|
| 1 | 26.25 | 2012.40 | 52825.50 | 267183.00 |
| 2 | 26.25 | 2012.40 | 52825.50 | 214357.50 |
| 3 | 26.25 | 2012.40 | 52825.50 | 161532.00 |
| 4 | 26.25 | 1512.40 | 39700.50 | 108706.50 |
| 5 | 26.25 | 1512.40 | 39700.50 | 69006.00 |
| 6 | 26.25 | 1116.40 | 29305.50 | 29305.50 |

Fuente: Propia

Según los datos obtenidos en la tabla 21, se obtuvo que el primer piso tiene una carga axial de 267183 Kgf, eso en toneladas es 267.183 Tn, para calcular el área de sección transversal se aplica la fórmula anterior.

Ecuación 7. Área de sección transversal

$$A_g = \frac{P_u}{0.445 F'_c + 0.005 F_y}$$

Fuente: (código ACI 318-14)

Donde:

- $P_u = 267183 \text{ Kgf/cm}^2$
- $F'_c = 210 \text{ Kgf/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$

$$A_g = \frac{P_u}{0.445 F'_c + 0.005 F_y}$$

$$A_g = \frac{267183}{0.445 * 210 + 0.005 * 4200}$$

$$A_g = 2334.495 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se pueden considerar columnas cuadradas para el prediseño, obtenido la raíz cuadrada 2334.50 cm², obtenido como lado de la columna 48.32 cm, que pueden aproximar a 50 cm de sección. Por lo tanto, se especifican los límites dimensionales propuestos por el ACI 318-14, sección 18.7.2

De igual manera se calculó para los todos los pisos resumidos en la siguiente Tabla 22.

Tabla 21. Resumen de cálculos de columnas por piso.

| Piso | A_g (cm ²) | Lado (cm) | b_1 (cm) | b_2 (cm) | $A_{g,dis}$ (cm ²) |
|------|--------------------------|-----------|------------|------------|--------------------------------|
| 1 | 2334,50 | 50,00 | 50 | 50 | 2500 |
| 2 | 1872,94 | 45,00 | 50 | 50 | 2500 |
| 3 | 1411,38 | 40,00 | 50 | 50 | 2500 |
| 4 | 949,82 | 35,00 | 35 | 35 | 1225 |
| 5 | 602,94 | 25,00 | 35 | 35 | 1225 |
| 6 | 256,06 | 20,00 | 35 | 35 | 1225 |

Fuente: Propia

3.2.4 Pre-diseño de Vigas

Para el prediseño de las vigas se debe considerar el vano de mayor longitud con peores condiciones de continuidad, en este caso de 4 m, con continuidad de un solo lado, por lo que se utilizara la Tabla 9.3.1.1 del ACI 318-14 (Figura 9), para determinar la altura mínima de la viga seleccionando la Ecuación 5.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

| Condición de apoyo | Altura mínima, h ^{III} |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Simplemente apoyada | $l/16$ |
| Con un extremo continuo | $l/18.5$ |
| Ambos extremos continuos | $l/21$ |
| En voladizo | $l/8$ |

^{III} Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Figura 9. Tabla del ACI para determinar altura mínima de las vigas
Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Ecuación 8. Altura mínima de la viga

$$H = 1.3 * (5.5/18.5)$$

$$H = 0.39 \text{ m}$$

Fuente: ACI 2014.

Con la fórmula establecida, por criterio se escoge una altura de 40 cm, sin embargo, para que sea una viga peraltada y una base la cual no debe ser menor 70% de la dimensión de la columna, la cual es de 50x50cm, por lo tanto, se tiene una base de 35 cm. De esta manera se puede realizar un prediseño una viga de 35x46cm, *cumpliendo con una relación de más de 1.2 en su sección.*

Tabla 22. Cálculo de vigas longitudinales

Cumpliendo con una relación de más de 1.2 en su sección

| VIGAS LONGITUDINALES | | | | | | | | |
|----------------------|--------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Nivel | Longitud (m) | b _l (cm) | b _{min} (cm) | h _{min} (cm) | L/12 (cm) | b _{dis} (cm) | h _{dis} (cm) | Relacion h/b |
| 1 | 5.08 | 50.0 | 37.50 | 27 | 42 | 38 | 46 | 1.21 |
| 2 | 5.08 | 50.0 | 37.50 | 27 | 42 | 38 | 46 | 1.21 |
| 3 | 5.08 | 50.0 | 37.50 | 27 | 42 | 38 | 46 | 1.21 |
| 4 | 5.08 | 35.0 | 26.25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |
| 5 | 5.08 | 35.0 | 26.25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |
| 6 | 5.08 | 35.0 | 26.25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |

Fuente: Propia

Por consiguiente, se toma el valor de la columna de un lado de la columna, no se varían los valores de base = 0.50*70% = 35 cm de base, la altura 46 cm, ya que se trata de hacer la estructura eficiente y que cumple la relación h/b.

Tabla 23. Cálculo de vigas transversales

| VIGAS TRANSVERSALES | | | | | | | | |
|---------------------|--------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Nivel | Longitud (m) | b ₂ (cm) | b _{min} (cm) | h _{min} (cm) | L/12 (cm) | b _{dis} (cm) | h _{dis} (cm) | Relacion h/b |
| 1 | 5.08 | 50 | 35 | 27 | 42 | 35 | 42 | 1.20 |
| 2 | 5.08 | 50 | 35 | 27 | 42 | 35 | 42 | 1.20 |
| 3 | 5.08 | 50 | 35 | 27 | 42 | 35 | 42 | 1.20 |
| 4 | 5.08 | 35 | 25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |
| 5 | 5.08 | 35 | 25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |
| 6 | 5.08 | 35 | 25 | 27 | 42 | 28 | 34 | 1.21 |

Fuente: Propia

Por consiguiente, se toma el valor de la columna de un lado de la columna, no se varían los valores de base $=0.50 \cdot 70\% = 35$ cm de base, la altura 46 cm, ya que se trata de hacer la estructura eficiente y que cumple la relación h/b .

3.2.5 Predimensionamiento de losa

Estableció una losa alivianada en dos direcciones, para lo cual primero se predimensionamiento una losa maciza en dos direcciones, posteriormente, mediante el método de Steiner, se determinará la dimensión de una losa alivianada.

Se procede a elegir la Tabla 8.3.1.2 del ACI 318S-14 ya que se planea diseñar una losa que contenga vigas entre sus apoyos.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

| $\alpha_{fm}^{(1)}$ | Espesor mínimo, h , mm | | |
|------------------------------|--------------------------|---|-------------------------|
| $\alpha_{fm} \leq 0.2$ | Se aplica 8.3.1.1 | | (a) |
| $0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$ | Mayor de: | $h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$ | (b) ^{(2), (1)} |
| | | 125 | (c) |
| $\alpha_{fm} > 2.0$ | Mayor de: | $h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ | (d) ^{(2), (1)} |
| | | 90 | (e) |

⁽¹⁾ α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

⁽²⁾ ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

⁽³⁾ El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Figura 10. Espesor mínimo de losas de dos direcciones, Fuente: ACI 2014.

Fuente: Propia

Para utilizar la tabla anterior se necesitan las inercias de las vigas, por lo que recurriremos a la ecuación 12.51 del Libro de Diseño de estructuras de Hormigón armado de Carlos Córdova, la cual indica que se puede calcular el espesor considerando el perímetro de paño, de la siguiente manera:

$$h \approx \frac{P}{180} \text{ [mm]}$$

$$h \approx \frac{2(5500 + 5500)}{180} = \approx 122 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

Nota: Este espesor se utilizará para la losa de todos los pisos del edificio.

Se presentará la primera modelación basado solo en muros de corte para el ascensor, a continuación, se muestra las secciones de hormigón armado utilizadas en ETABS para el primer diseño el cual no cumplía con los requerimientos.

Tabla 24. Resumen de valores en cm de las secciones de vigas y columnas.

| Niveles | Sección de columna (cm) | | Sección de viga (cm) | | Altura (m) |
|--------------|-------------------------|-----------|----------------------|-----------|------------|
| | Sección X | Sección Y | Sección X | Sección Y | |
| Primer Piso | 50 | 50 | 38 | 46 | 3.2 |
| Segundo Piso | 50 | 50 | 38 | 46 | 3.2 |
| Tercer Piso | 50 | 50 | 38 | 46 | 3.2 |
| Cuarto Piso | 35 | 35 | 28 | 34 | 3 |
| Quinto Piso | 35 | 35 | 28 | 34 | 2.8 |
| Sexto Piso | 35 | 35 | 28 | 34 | 2.8 |

Fuente: Propia

En la figura 11 y 12 se muestra el modelo arquitectónico y la vista en 3D de la estructura modelada en ETABS, con sus respectivas columnas, vigas y losas por piso del modelo arquitectónico.



Figura 11. Modelo arquitectónico.

Fuente: Propia

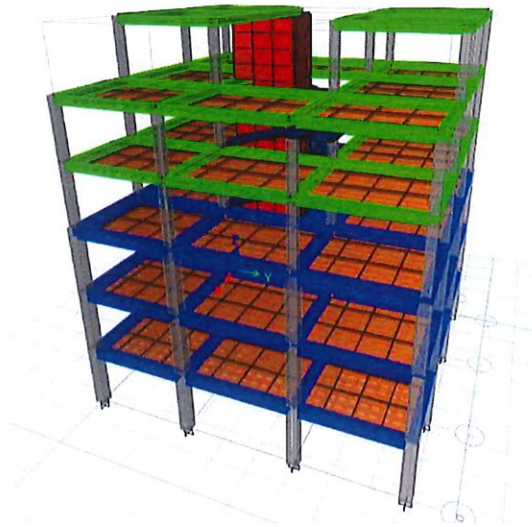


Figura 12. Vista en 3D de la estructura de 6 pisos con cubierta accesible de la estructura de hormigón en ETABS.

Fuente: Propia

3.2.6 Propiedades de los materiales

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales en hormigón armado, se consideraron las siguientes resistencias (NEC 2015):

- Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c=15000\sqrt{f'c}$ de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015),
- El acero de refuerzo para todos los elementos estructurales $F_y = 4200$ kg/cm².
- Módulo de Elasticidad del Acero $E_s=2100000$ kg/cm²

Las propiedades del hormigón y del acero que fueron colocados en el programa ETABS, se pueden observar en la figura 12 y figura 13 respectivamente.


Material Property Data

General Data

Material Name: HORMIGON 210KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2100 kg/m³

Mass per Unit Volume: 214.14 kg-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2173707000 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 905711250 kgf/m²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Figura 13. Propiedades del hormigón ingresados en ETABS.
Fuente: Propia


Material Property Data

General Data

Material Name: Fy 4200 kg/cm2

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kg/m³

Mass per Unit Volume: 800.38 kg-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 21000000000 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

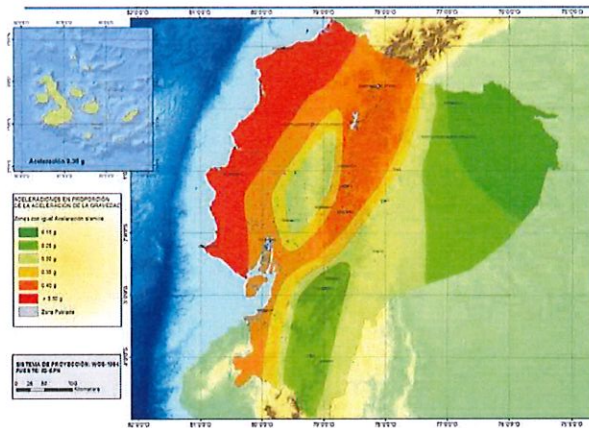
Advanced Material Property Data

Figura 14. Propiedades del Acero ingresados en ETABS.
Fuente: Propia

3.3 Zona Sísmica y Factor de Zona

El mapa de zonificación sísmica utilizado en el diseño se deriva de los resultados obtenidos en el estudio de peligro sísmico, que considera un 10% de excedencia en 50 años (con un periodo de retorno de 475 años).

La zona del proyecto se encuentra en una zona sísmica VI (ver mapa sísmico en Figura 9), de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC.



| 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 15. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño (NEC-SE-DS). Factor de zona sísmica.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Este estudio incorpora una saturación de los valores de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana, estableciendo una referencia de 0.50 g que caracteriza la zona VI.

3.4 Clasificación del sitio basado el diseño de la NEC 2015

3.4.1 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La obra se ubicará en una zona VI con un perfil de suelo D, dicha clasificación se elige para poder diseñar la carga del sismo así poder diseñar cumpliendo la NEC 2015.

En la NEC-SE-DS, en la sección 3.2.2 se establecen los coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs, los cuales fueron seleccionados según el perfil de suelo y zona sísmica, obteniendo los siguientes valores.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la Tabla 26 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 25. Tipo de suelo y factores de sitio Fa

| 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 | | | | | |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Fa=1.12

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

En la Tabla 27 se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 26. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

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

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

$F_d=1.11$

F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 28 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 27. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

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

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

$F_s=1.4$

De igual manera el factor r , se presenta para tipos de suelo E siendo igual 1.5 y para suelos diferentes al E, $r=1$.

Por ende: $r=1$

3.4.2 Relación entre aceleración espectral

La razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, se encuentra en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS, se eligen según la región del Ecuador donde se encuentra el proyecto.

Normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

En este caso, el proyecto se encuentra en Manta, Provincia de Manabí, en región Costa, por lo cual se toma el valor de $\eta = 1.8$

3.4.3 Cortante Basal de diseño

Para el análisis estático de la estructura se necesita calcular el coeficiente basal de diseño, el cual se encuentra en la NEC-SE-DS, sección 6.3.2 a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente ecuación 7:

Ecuación 9. Cortante Basal de diseño

$$V = \frac{I \times S_a}{R \times \Phi_p \times \Phi_e} \times W$$

- S_a : es el Espectro de diseño en aceleración.
- Φ_p y Φ_e : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- I : Coeficiente o factor de importancia.
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- W : Carga sísmica reactiva.

3.4.4 Coeficiente o factor de importancia

Para la categoría del edificio, la estructura se clasificará según su tipo de uso, destino e importancia, establecidos en la sección 4.1 de la NEC-SE-DS, mostrado en la siguiente Figura 16.

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones especiales | 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 16. Tabla de Tipo de uso, destino e importancia, para determinar el Coeficiente de Importancia (I).
Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

3.4.5 Factor de reducción sísmica.

Este factor, permite la disminución de las fuerzas sísmicas de diseño en función del sistema estructural de la edificación. En esta situación específica, dado que se trata de un sistema estructural dúctil se eligen pórticos de hormigón armado resistente a momento, con vigas descolgadas.

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|---|---|
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. | 8 |

Figura 17. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, Factor de reducción sísmica.
Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

3.4.6 Coeficiente de irregularidades en planta y elevación

Para la configuración estructural, en planta Φ_p , esta estructura presenta irregularidad, verificado en la NEC-SE-DS, sección 5.2.3, como Retrocesos excesivo en las esquinas.

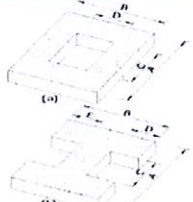
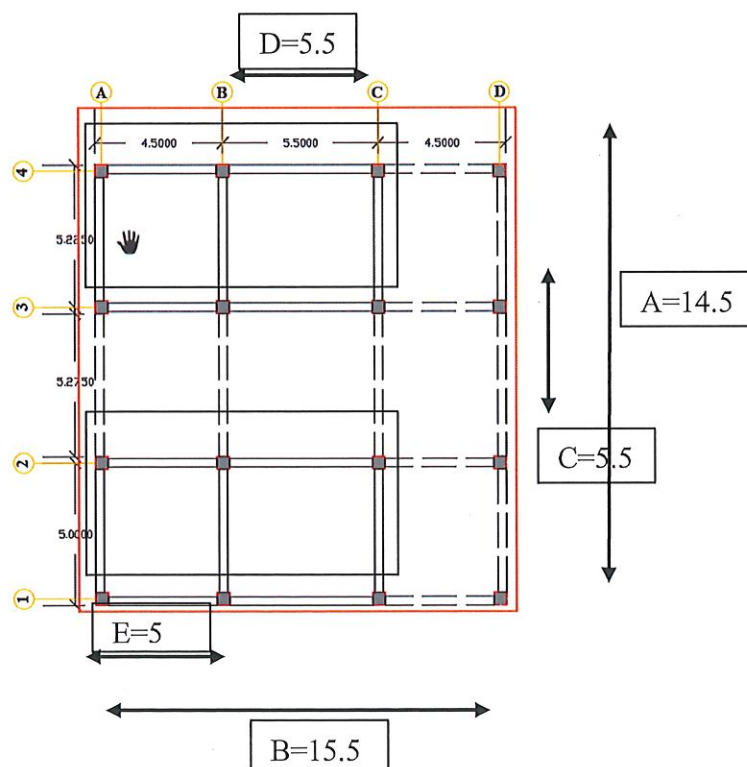
| | |
|--|--|
| <p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p> |  |
|--|--|

Figura 18. Coeficiente de configuración estructural en planta,
Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

$$B) [CxD + CxE] > 0.5AxB$$

$$5.5 \times 5.5 + 5.5 \times 5 > 0.5 \times 14.5 \times 15.5$$

$$4.5 > 2.33 \text{ y } 5 > 2.18$$



Cumple ambas condiciones, por lo tanto, $\Phi_p = 0.9$

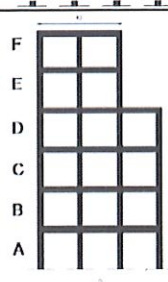
| | |
|--|--|
| <p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p> |  |
|--|--|

Figura 19. Coeficiente de configuración estructural en elevación

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Para la irregularidad en elevación, cumple con el tipo 3, ya que:

$$a > 1.3 b$$

$$15.5 > 1.3 (5)$$

$$15.5 > 5.65$$

Respuesta: Cumple con la condición, por lo tanto $\Phi_e=0.9$.

3.4.7 Periodos de vibración

Para determinar el periodo de vibración aproximado, de la estructura T, se estimó a partir del método 1 de la NEC-SE-DS, de la sección 6.3.3, para pórticos especiales de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores, con la siguiente expresión:

Ecuación 10. Periodo de vibración

$$T = Ct \times h_n^\alpha$$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Donde:

- Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- H_n =Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base la estructura en metros.
- T = periodo de vibración.

| 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 20. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración.
Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

- Por lo cual, se utiliza $C_t=0.055$ y $\alpha=0.9$ Es

Decir aplicando ecuación 8:

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

$$T = 0.055 * 18.20^{0.9}$$

$$T = 0.7489 \text{ seg}$$

De esta manera, se procede a calcular el valor S_a , que es el espectro de diseño en aceleración, dado en la NEC-SE-DS sección 3.3.1, obteniendo los límites de vibración T_0 y T_c .

Ecuación 11. Límite de vibración T_0

- $T_0 = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a}$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Ecuación 12. Límite de vibración T_c

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

- $T = C_t \times h_n^\alpha$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

3.4.8 Cálculo del coeficiente de cortante basal

De esta manera, con todos los datos anteriores obtenidos se presenta un resumen de estos en la Tabla 30 para aplicar la fórmula del coeficiente de cortante basal modificada de la anterior mencionada.

Ecuación 14. Coeficiente de cortante basal

$$C = \frac{I \times S_a}{R \times \Phi_p \times \Phi_e}$$

$$C = 0.1556$$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Tabla 29. Resumen de los datos obtenidos.

| | | Capítulo | Página |
|--|---|----------|--------|
| Factor de importancia | I= 1.000 | 4.1 | 39 |
| Categoría Sísmica | Zona Sísmica= VI | 3.1.1 | 27 |
| Valor de factor Z | Z= 0.500 | 3.1.1 | 27 |
| Perfil del Suelo | Suelo Tipo= D | 3.2.1 | 29 |
| Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo | Fa= 1.120 | 3.2.2 a) | 31 |
| Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca | Fd= 1.110 | 3.2.2 b) | 31 |
| Comportamiento no lineal de los suelos | Fs= 1.400 | 3.2.2 c) | 32 |
| Factor usado en el espectro de diseño elástico | r= 1.000 | 3.3.1 | 34 |
| relación de amplificación espectral | η= 1.800 | 3.3.1 | 34 |
| Altura de la edificación en metros | h= 18.200 | | |
| Tipo Estructura | Porticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | | |
| Coeficiente que depende del tipo de edificio | Ct= 0.055 | 6.3.3 | 62 |
| | α= 0.900 | 6.3.3 | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 1 | Ta CODIGO= 0.749 | 6.3.3 a) | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 2 | 1.3 * Ta Codigo= 0.974 | 6.3.3 b) | 63 |
| Periodo Límite de Vibración | To= 0.139 | 3.3 | 35 |
| Periodo de Vibración | Ta= 0.749 | 6.3.3 a) | 62 |
| elástico de aceleraciones que representa el sismo | Tc= 0.763 | 3.3.1 | 34 |
| vibración de la estructura T | k= 1.1245 | 6.3.5 | 67 |
| Aceleración Espectral | Sa(Ta)= 1.008 | 3.3.1 | 34 |
| Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural | R= S | 6.3.4 b) | 64-65 |
| Irregularidad en planta | ΦP= 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| Irregularidad en elevación | ΦE= 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| | C= 0.1556 | 6.3.2 | 61 |

Fuente: Propia

De esta manera se determinará el espectro de diseño mostrado en la Tabla 30, para el análisis dinámico, del cual, la línea naranja representa el espectro de la NEC, y la línea celeste el espectro de la estructura.

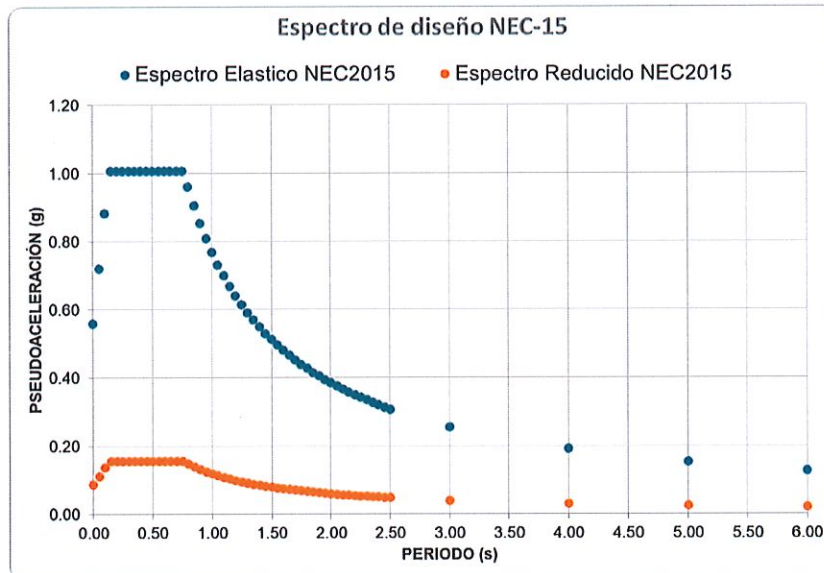


Figura 22. Espectro de diseño NEC-15, grafica.

Fuente: Propia

Resumen en del espectro en la Figura 22, el espectro de respuesta Para este caso, se utilizó el espectro inelástico recomendado por la NEC - 15, que representa un evento sísmico con un período de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Tabla 30. Todos estos valores corresponden a una estructura sin muros de corte.

| Parametro | Valores | Unidades | Descripciones |
|-----------|---------|----------|--------------------------------------|
| T | 0.7489 | s | <i>Periodo</i> |
| Tc | 0.763 | s | <i>Periodos limites de vibracion</i> |
| To | 0.139 | s | |
| Sa | 1.008 | g | |
| Cb | 0.1556 | g | <i>Coficiente basal</i> |
| k | 1.1300 | | |

Fuente: Propia

Tabla 31. Espectro reducido introducción a todos los modelos a estudiar

| ESPECTRO REDUCIDO | |
|-------------------|-------|
| 0.000 | 0.086 |
| 0.050 | 0.111 |
| 0.100 | 0.136 |
| 0.150 | 0.156 |
| 0.200 | 0.156 |
| 0.250 | 0.156 |
| 0.300 | 0.156 |
| 0.350 | 0.156 |
| 0.400 | 0.156 |
| 0.450 | 0.156 |
| 0.500 | 0.156 |
| 0.550 | 0.156 |
| 0.600 | 0.156 |
| 0.650 | 0.156 |
| 0.700 | 0.156 |
| 0.750 | 0.156 |
| 0.800 | 0.148 |
| 0.850 | 0.140 |
| 0.900 | 0.132 |
| 0.950 | 0.125 |
| 1.000 | 0.119 |
| 1.050 | 0.113 |
| 1.100 | 0.108 |
| 1.150 | 0.103 |
| 1.200 | 0.099 |
| 1.250 | 0.095 |
| 1.300 | 0.091 |
| 1.350 | 0.088 |
| 1.400 | 0.085 |
| 1.450 | 0.082 |
| 1.500 | 0.079 |
| 1.550 | 0.077 |
| 1.600 | 0.074 |
| 1.650 | 0.072 |
| 1.700 | 0.070 |
| 1.750 | 0.068 |
| 1.800 | 0.066 |
| 1.850 | 0.064 |
| 1.900 | 0.062 |
| 1.950 | 0.061 |
| 2.000 | 0.059 |
| 2.050 | 0.058 |
| 2.100 | 0.057 |
| 2.150 | 0.055 |
| 2.200 | 0.054 |
| 2.250 | 0.053 |
| 2.300 | 0.052 |
| 2.350 | 0.051 |
| 2.400 | 0.049 |
| 2.450 | 0.048 |
| 2.500 | 0.047 |
| 3.000 | 0.040 |
| 4.000 | 0.030 |
| 5.000 | 0.024 |
| 6.000 | 0.020 |

Fuente: Propia

3.5 Modelación de hormigón armado con muros de corte en ETABS

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales en hormigón armado, se consideraron las siguientes resistencias (NEC 2015):

- Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c=15000\sqrt{f'_c}$ de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015),
- El acero de refuerzo para todos los elementos estructurales $F_y = 4200$ kg/cm².
- Módulo de Elasticidad del Acero $E_s=2100000$ kg/cm²

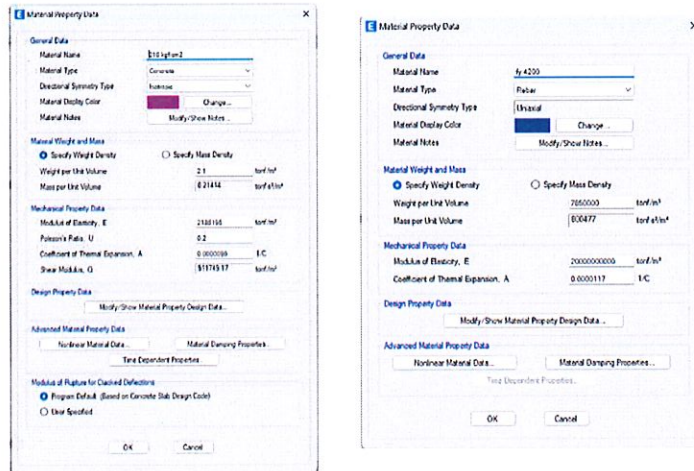


Figura 23. Propiedades del Acero A588 ingresados en ETABS

Fuente: ETABS

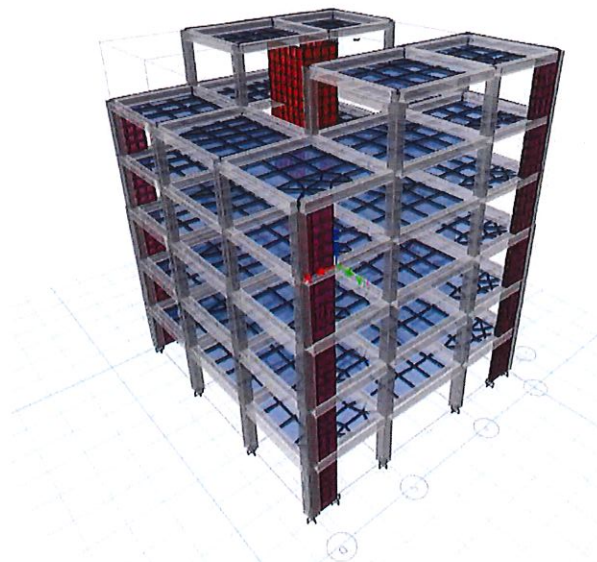


Figura 24. Modelo con muros de corte

Fuente: ETABS

3.5.1 Espectro de respuesta del segundo modelo

Basándonos en el primer espectro calculado e integrado al informe, se presentará una tabla ya resumida con los pequeños cambios que se realizaron al introducir un nuevo material, en este caso al acero. El espectro de respuesta depende de la zona de ubicación y las características del suelo como se estableció en el **Capítulo II**, el mismo que se ha integrado en los dos primeros modelos, se presentará el espectro de diseño para un suelo tipo D, en la provincia de Manabí, Manta y un factor R de 8, se muestra un resumen de datos en la Tabla.

Tabla 32. Tabla de resumen del espectro de respuesta.

| CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015 | | | | |
|--|---|--------|----------|--------|
| | DATOS A INGRESAR | | | |
| | DATOS CALCULADOS | | | |
| | | | Capitulo | Pagina |
| Factor de importancia | I= | 1.000 | 4.1 | 39 |
| Categoría Sísmica | Zona Sísmica= | VI | 3.1.1 | 27 |
| Valor de factor Z | Z= | 0,500 | 3.1.1 | 27 |
| Perfil del Suelo | Suelo Tipo= | D | 3.2.1 | 29 |
| Coef. Amplificación del suelo en la zona de período | Fa= | 1,120 | 3.2.2 a) | 31 |
| Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca | Fd= | 1,110 | 3.2.2 b) | 31 |
| Comportamiento no lineal de los suelos | Fs= | 1,400 | 3.2.2 c) | 32 |
| Factor usado en el espectro de diseño elástico | r= | 1,000 | 3.3.1 | 34 |
| relación de amplificación espectral | η = | 1,800 | 3.3.1 | 34 |
| Altura de la edificación en metros | hn= | 18,200 | | |
| Tipo Estructura | Porticos Espaciales de H.A. con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras | | | |
| Coeficiente que depende del tipo de edificio | Ct= | 0,055 | 6.3.3 | 62 |
| | α = | 0,750 | 6.3.3 | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 1 | Ta CODIGO= | 0,485 | 6.3.3 a) | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 2 | 1.3 * Ta Codigo | 0,630 | 6.3.3 b) | 63 |
| Periodo Límite de Vibración | To= | 0,139 | 3.3 | 35 |
| Periodo de Vibración | Ta= | 0,485 | 6.3.3 a) | 62 |
| elástico de aceleraciones que representa el sismo | Tc= | 0,763 | 3.3.1 | 34 |
| vibración de la estructura T | k= | 1,0000 | 6.3.5 | 67 |
| Aceleracion Espectral | Sa(Ta)= | 1,008 | 3.3.1 | 34 |
| Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural | R= | 8 | 6.3.4 b) | 64-65 |
| Irregularidad en planta | Φ_P = | 0,900 | 5.2 | 48-52 |
| Irregularidad en elevacion | Φ_E = | 0,900 | 5.2 | 48-52 |
| | C= | 0,1556 | 6.3.2 | 61 |

Fuente: Propia

3.5.2 Periodos de vibración

Para determinar el periodo de vibración aproximado, de la estructura T, se estimó a partir del método 1 de la NEC-SE-DS, de la sección 6.3.3, para pórticos especiales de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores, con la siguiente expresión:

Ecuación 15. Periodo de vibración, Fuente: NEC 2015.

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

Fuente: ETABS

Donde:

- C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- H_n =Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base la estructura en metros.
- T= periodo de vibración.

| 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 25. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

- Por lo cual, se utiliza $C_t=0.055$ y $\alpha=0.75$ Es

Decir aplicando ecuación 8:

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

$$T = 0.055 * 18.20^{0.75}$$

$$T = 0.4846 \text{ seg}$$

De esta manera, se procede a calcular el valor S_a , que es el espectro de diseño en aceleración, dado en la NEC-SE-DS sección 3.3.1, obteniendo los límites de vibración T_0 y T_c .

Ecuación 16. Límite de vibración T_0

- $T_0 = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a}$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Ecuación 17. Límite de vibración T_c

- $T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$
- $T = C_t \times h_n^\alpha$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Tabla 33. Resultados para el diseño de aceleración

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Periodo limite de vibracion T_0 | 0.1375 |
| Periodo limite de vibracion T_c | 0.76125 |
| Periodo Fundamental T | 0.4846 |

Fuente: Propia

De esta manera, la NEC, establece que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se presenta en la siguiente figura 34.

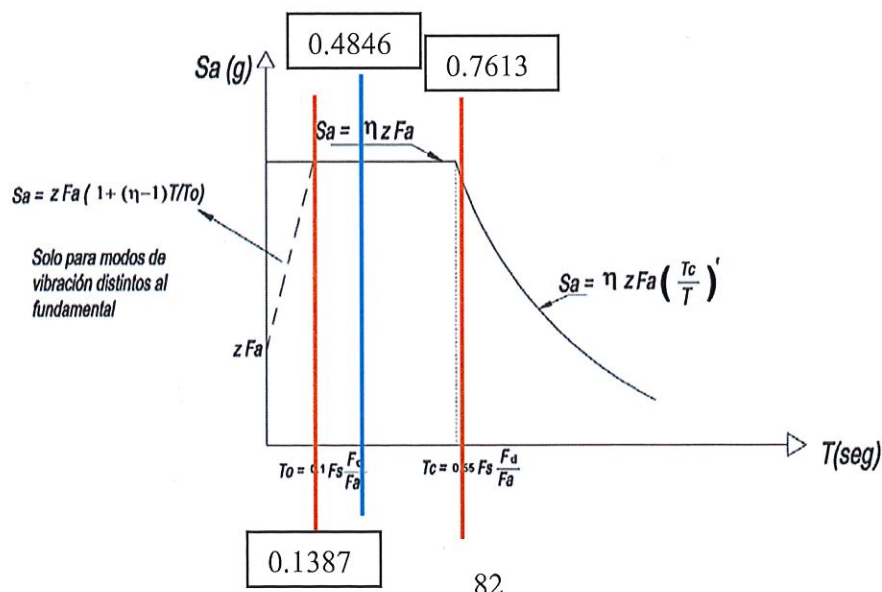


Figura 26. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015), Con mis resultados

Por lo cual, siguiendo los límites de periodos de vibración se utiliza la siguiente ecuación 11 para el espectro de respuesta elástico.

Para $0 \leq T \leq T_c$

Ecuación 18. Espectro de respuesta elástico

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12 = 1.008 \text{ g}$$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Secciones de Columnas y vigas para el segundo modelo estructural:

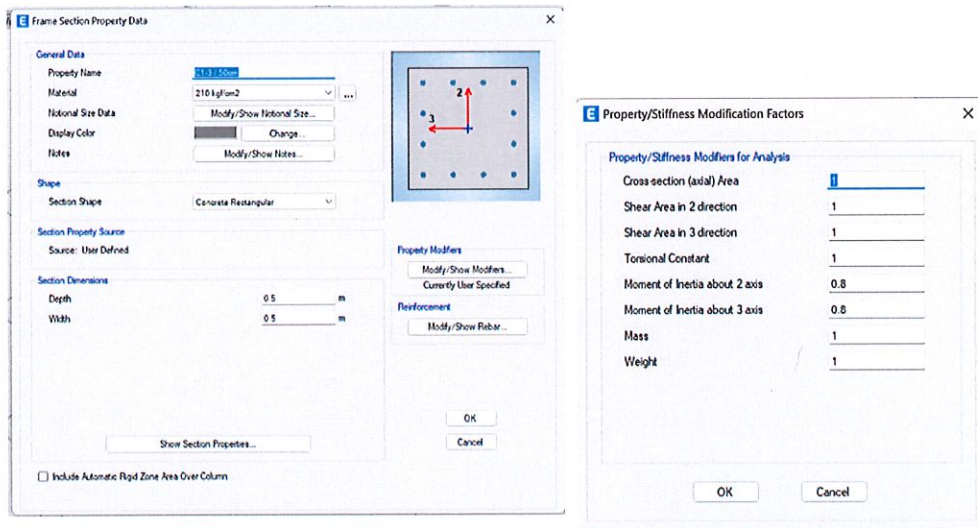


Figura 27. Columnas cuadradas del primer piso al tercer piso.

Fuente: ETABS

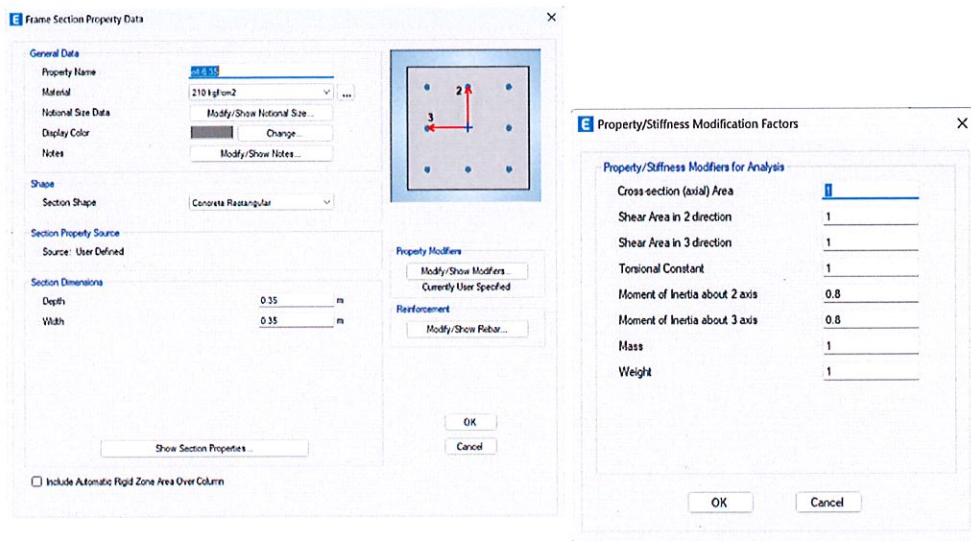


Figura 28. Columnas cuadradas del cuarto piso al sexto piso
Fuente: ETABS

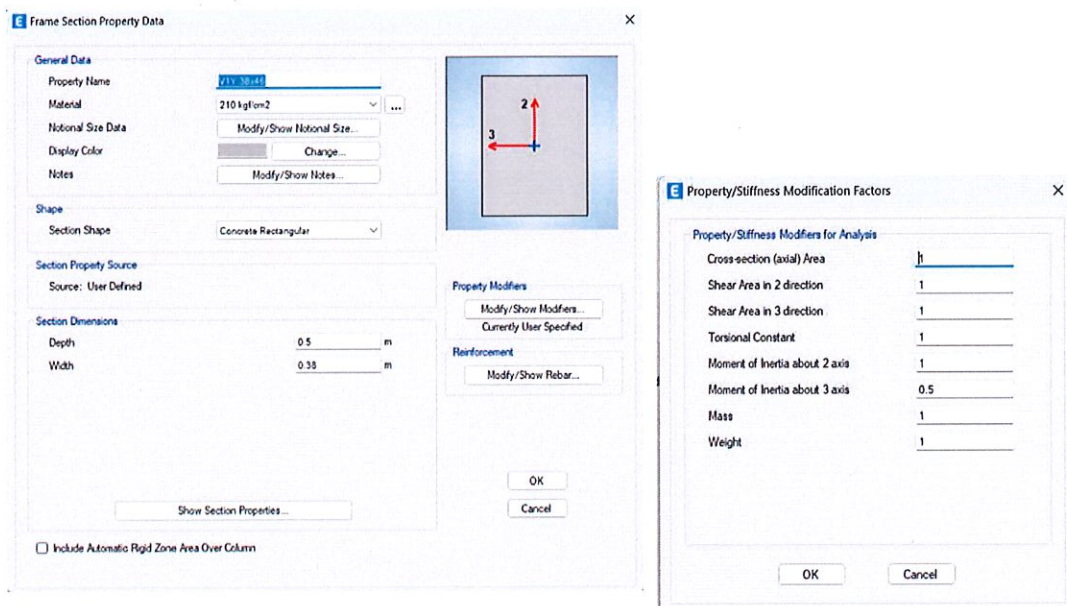


Figura 29. Rectangulares para mantener el peralte primer piso a tercer piso.
Fuente: ETABS

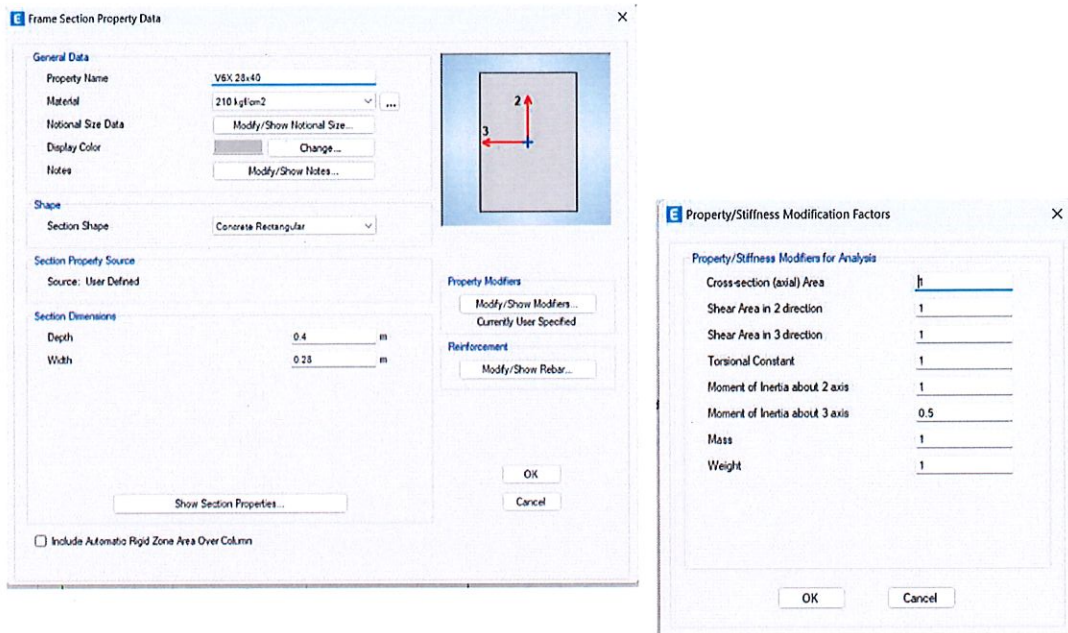


Figura 30. Vigas Rectangulares para mantener el peralte cuarto a sexto piso.
Fuente: Propia

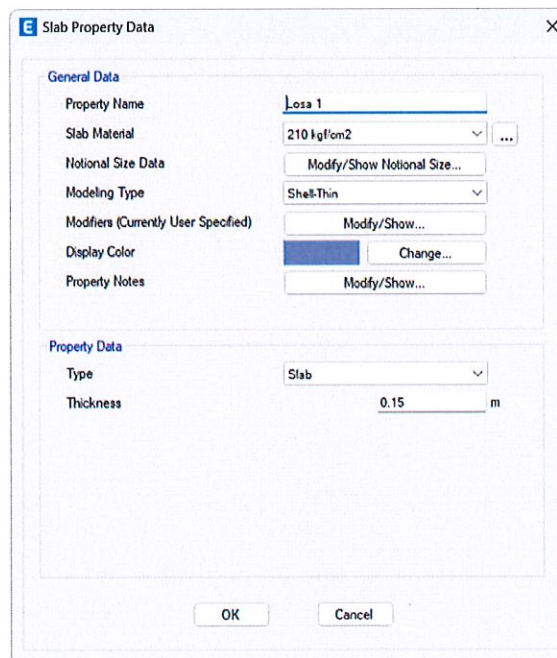


Figura 31. Losa para todos los pisos, desde primer piso al sexto piso de la edificación.
Fuente: Propia

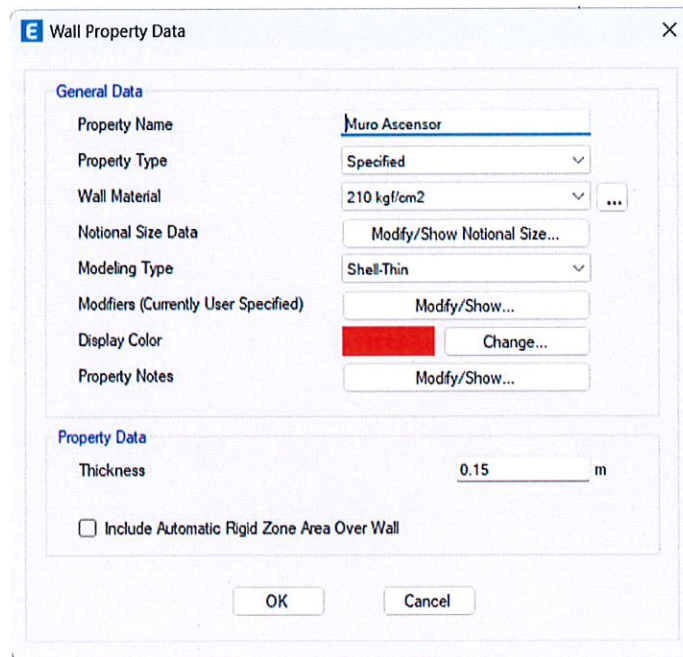


Figura 32. Muro interno de 15 cms para el ascensor de la edificación.
Fuente: ETABS

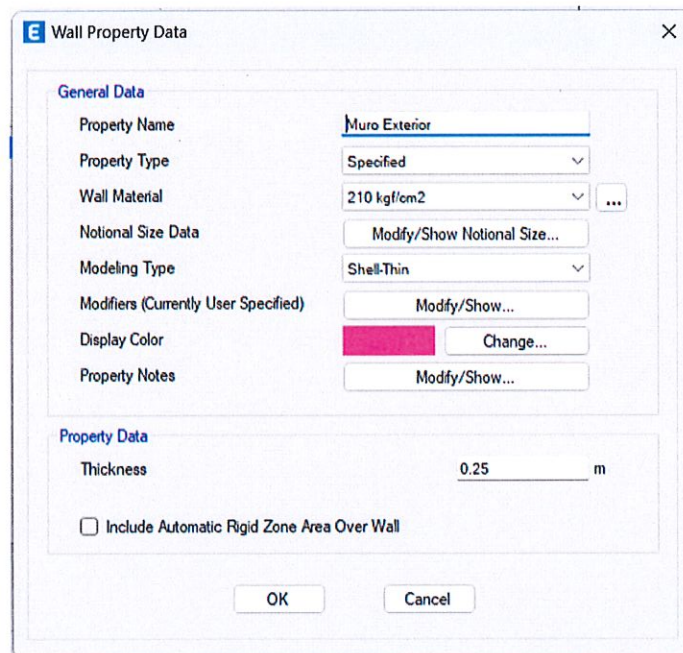


Figura 33. Muros exteriores para poder rigidizar edificación de 25 cm.
Fuente: ETABS

3.6 Modelación arriestrada de acero A588 en ETABS

El acero A588, también conocido como acero resistente a la corrosión atmosférica (Corten), está diseñado para ofrecer alta resistencia mecánica y resistencia a la corrosión en condiciones climáticas severas.

- El módulo de elasticidad es de 210GPa (21,414,040.41 kgf/m²).
- Límite elástico: Mínimo de 345 MPa (35,180,209.245 kgf/m²) para placas de hasta 100 mm de grosor.
- Coeficiente de Poisson 0.27 – 0.30
- Densidad 7850 - 8000 kg/m³

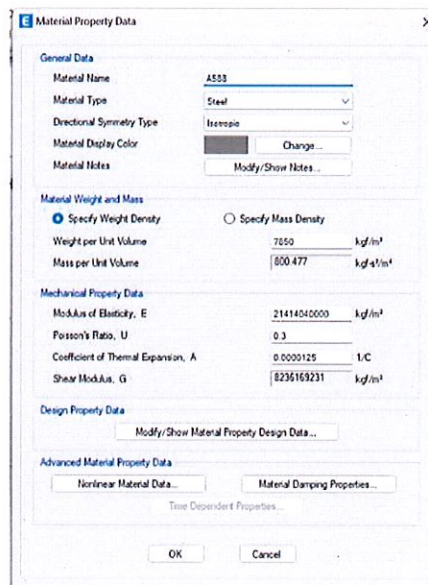


Figura 34. Propiedades del Acero A588 ingresados en ETABS

Fuente: Propia

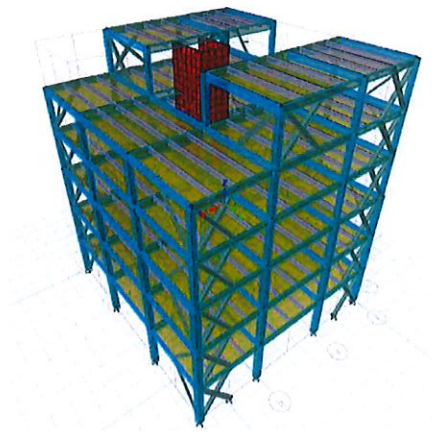


Figura 35. Vista en 3D de la estructura de acero a588

Fuente: Propia

3.6.1 Espectro de respuesta del Tercer modelo

Tabla 34. Resumen del espectro de respuesta.

| CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015 | | | | |
|--|-------------------------------|--------|--------------|-----------|
| | DATOS A INGRESAR | | | |
| | DATOS CALCULADOS | | | |
| Factor de importancia | I= | 1.000 | Capitulo 4.1 | Pagina 39 |
| Categoría Sísmica | Zona Sísmica= | VI | 3.1.1 | 27 |
| Valor de factor Z | Z= | 0.500 | 3.1.1 | 27 |
| Perfil del Suelo | Suelo Tipo= | D | 3.2.1 | 29 |
| Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo | Fa= | 1.120 | 3.2.2 a) | 31 |
| Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca | Fd= | 1.110 | 3.2.2 b) | 31 |
| Comportamiento no lineal de los suelos | Fs= | 1.400 | 3.2.2 c) | 32 |
| Factor usado en el espectro de diseño elástico | r= | 1.000 | 3.3.1 | 34 |
| relación de amplificación espectral | η = | 1.800 | 3.3.1 | 34 |
| Altura de la edificación en metros | hn= | 18.500 | | |
| Tipo Estructura | De Acero con arriostramientos | | | |
| Coeficiente que depende del tipo de edificio | Ct= | 0.073 | 6.3.3 | 62 |
| | α = | 0.750 | 6.3.3 | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 1 | Ta CODIGO= | 0.651 | 6.3.3 a) | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 2 | 1.3 * Ta Código | 0.847 | 6.3.3 b) | 63 |
| Periodo Límite de Vibración | To= | 0.139 | 3.3 | 35 |
| Periodo de Vibración elástico de aceleraciones que representa el sismo | Ta= | 0.651 | 6.3.3 a) | 62 |
| vibración de la estructura T | Tc= | 0.763 | 3.3.1 | 34 |
| Aceleración Espectral | k= | 1.0756 | 6.3.5 | 67 |
| Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural | Sa(Ta)= | 1.008 | 3.3.1 | 34 |
| Irregularidad en planta | R= | 8 | 6.3.4 b) | 64-65 |
| Irregularidad en elevación | Φ_P = | 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| | Φ_E = | 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| | C= | 0.1556 | 6.3.2 | 61 |

Fuente: Propia

3.6.2 Periodos de vibración

Para determinar el periodo de vibración aproximado, de la estructura T, se estimó a partir del método 1 de la NEC-SE-DS, de la sección 6.3.3, para pórticos especiales de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores, con la siguiente expresión:

Ecuación 19. Periodo de vibración

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

Fuente: Propia

Donde:

- C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- H_n =Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base la estructura en metros.
- T= periodo de vibración.

| 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 36. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

- Por lo cual, se utiliza $C_t=0.055$ y $\alpha=0.75$ Es

Decir aplicando ecuación 8:

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

$$T = 0.073 * 18.20^{0.75}$$

$$T = 0.6432 \text{ seg}$$

De esta manera, se procede a calcular el valor S_a , que es el espectro de diseño en aceleración, dado en la NEC-SE-DS sección 3.3.1, obteniendo los límites de vibración T_0 y T_c .

Ecuación 20. Límite de vibración T_0

- $T_0 = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a}$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Ecuación 21. Límite de vibración T_c

- $T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$
- $T = C_t \times h_n^\alpha$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Tabla 35. Resultados para el diseño de aceleración

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Periodo limite de vibracion T_0 | 0.1875 |
| Periodo limite de vibracion T_c | 0.76125 |
| Periodo Fundamental T | 0.6432 |

Fuente: Propia

De esta manera, la NEC, establece que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se presenta en la siguiente figura 37.

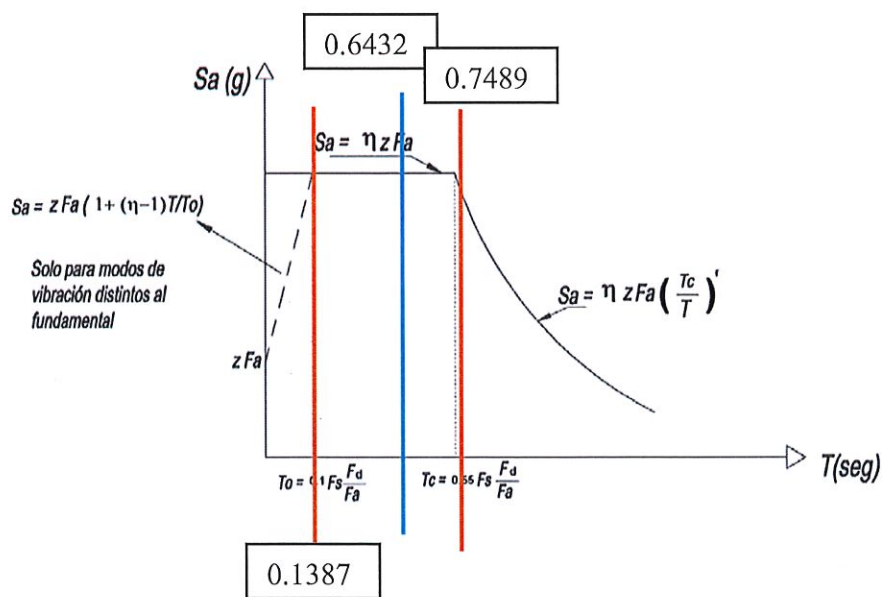


Figura 37. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015), con datos propios

Por lo cual, siguiendo los límites de periodos de vibración se utiliza la siguiente ecuación 11 para el espectro de respuesta elástico.

Para $0 \leq T \leq T_c$

Ecuación 22. Espectro de respuesta elástico

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12 = 1.008 \text{ g}$$

3.6.3 Ingreso de las secciones de las vigas columnas y contravientos del A588.

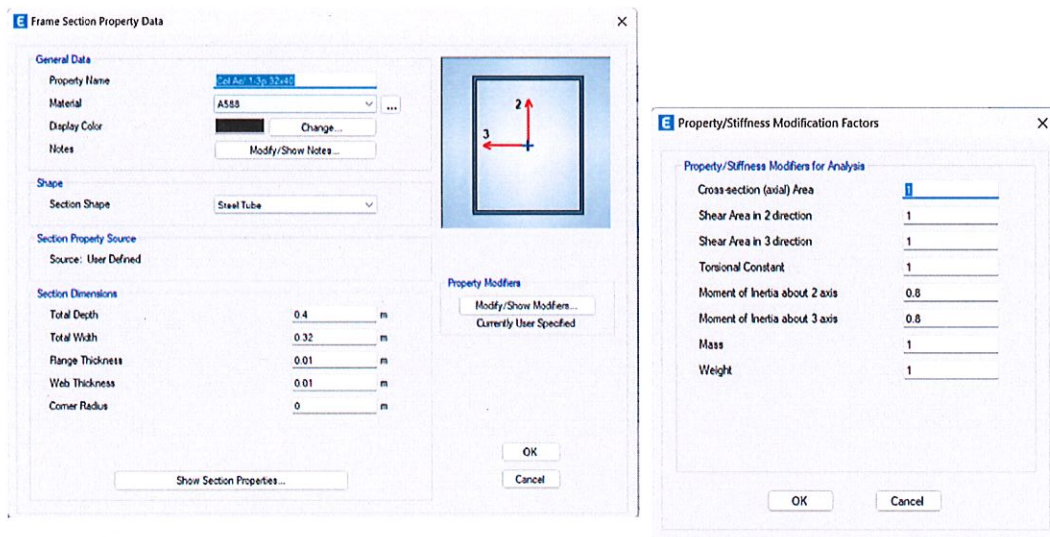


Figura 38. Columnas rectangulares del primer piso al tercer piso.

Fuente: ETABS

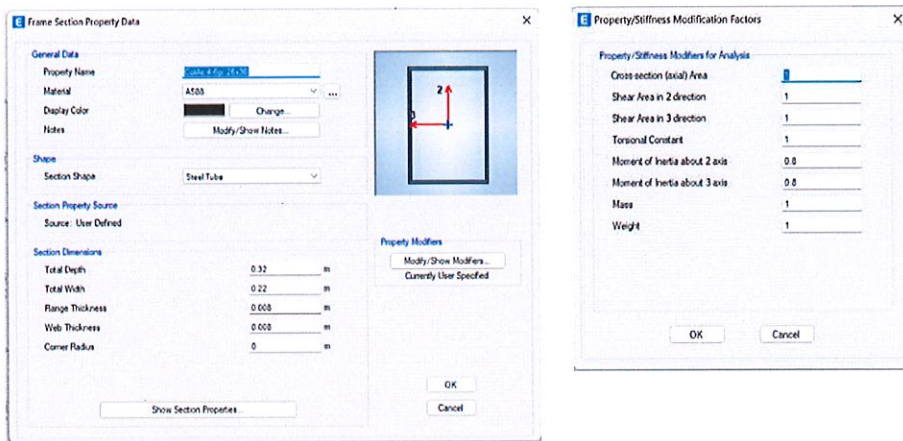


Figura 39. Columnas rectangulares del cuarto piso al sexto piso
Fuente: ETABS

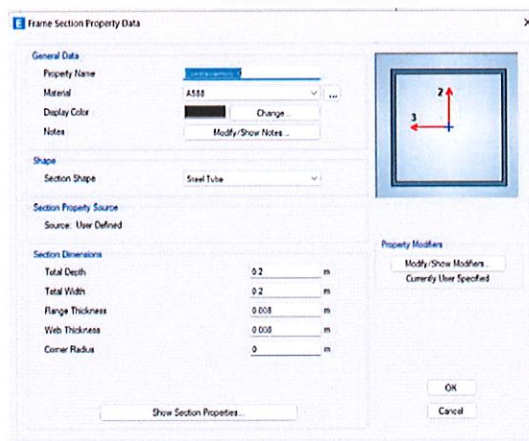


Figura 40. Contravientos "X" o (diagonales) Reducción de rotación.
Fuente: ETABS

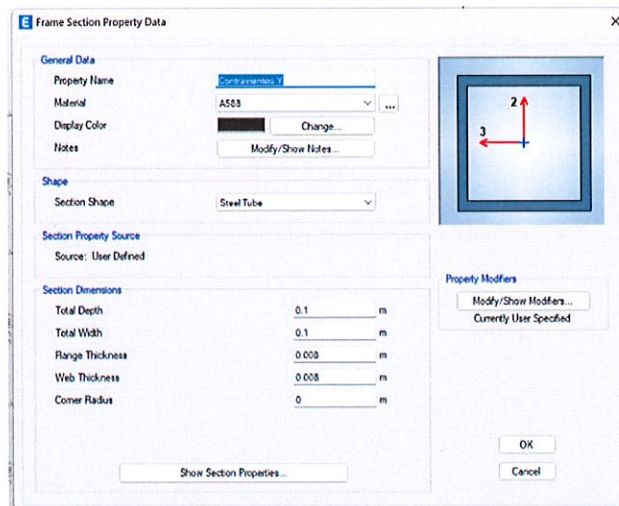


Figura 41. Contravientos "Y" o (diagonales) Reducción de rotación.
Fuente: ETABS

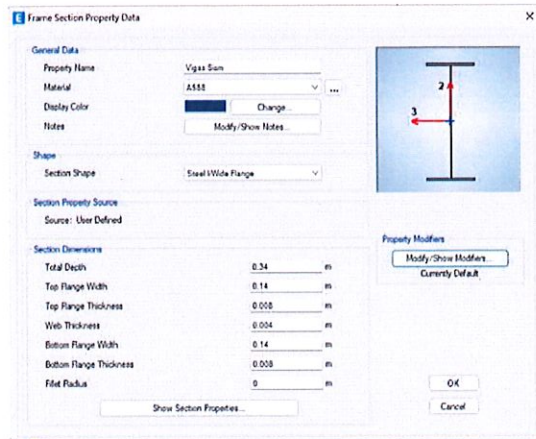


Figura 42. Vigas tipo I sísmicas para el eje Y.
Fuente: ETABS

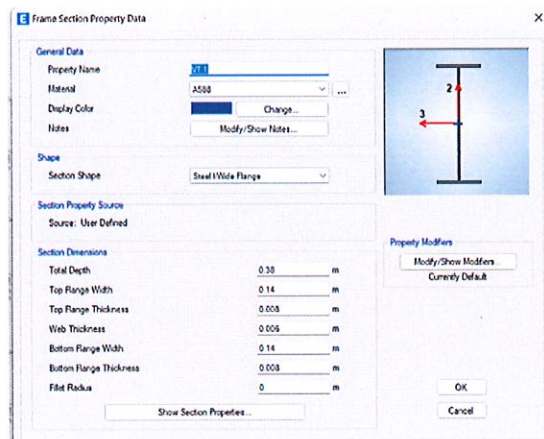


Figura 43. Vigas Trabe 1 para los ejes X, cada una pre diseñada.
Fuente: ETABS

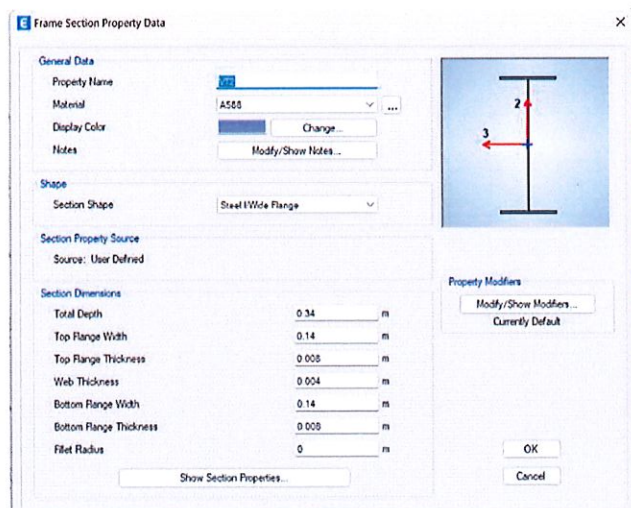


Figura 44. Vigas Trabe 2 para los ejes X, cada una pre diseñada.
Fuente: ETABS

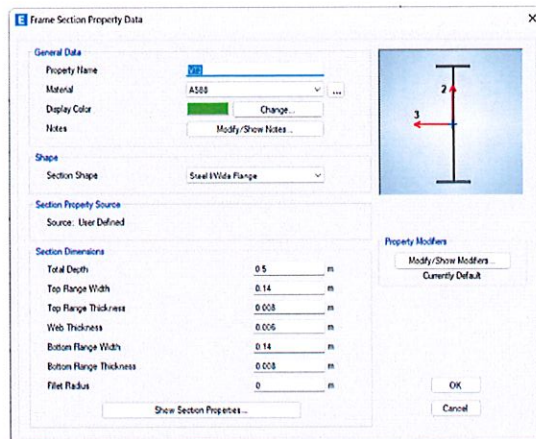


Figura 45. Vigas Trabe 3 para los ejes X, cada una pre diseñada
Fuente: ETABS

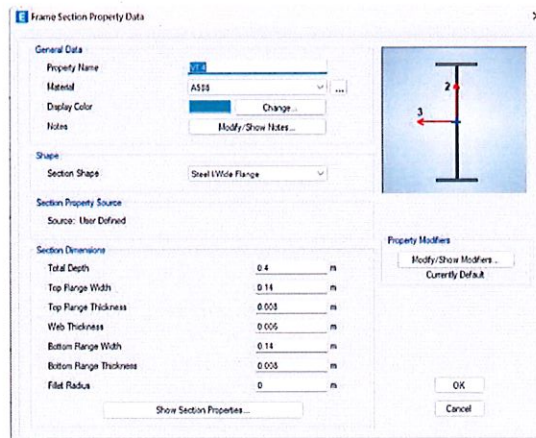


Figura 46. Vigas Trabe 4 para los ejes X, cada una pre diseñada.
Fuente: ETABS

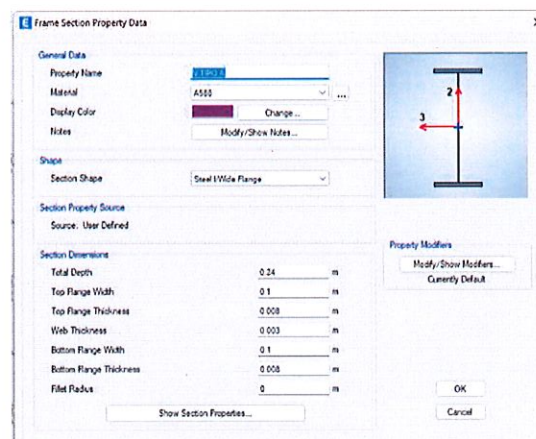


Figura 47. Vigas tipo A para soporte de losa, cada una pre diseñada.
Fuente: ETABS

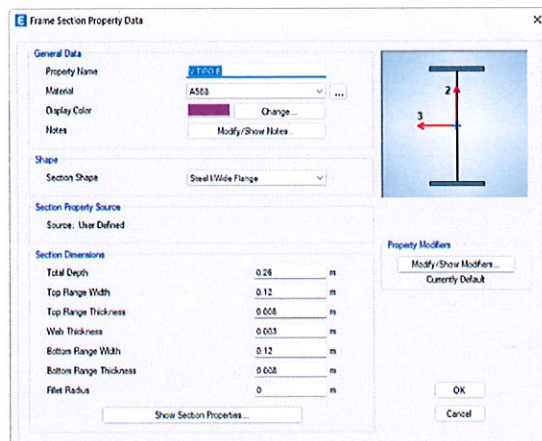


Figura 48. Vigas tipo B para soporte de losa, cada una pre diseñada.
Fuente: ETABS

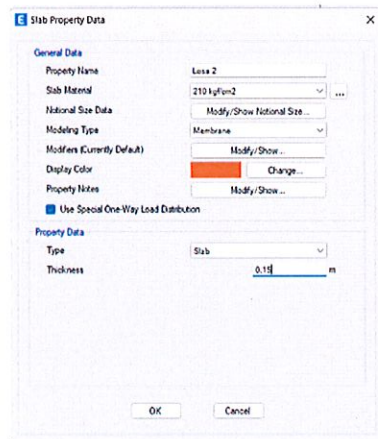


Figura 49. Grosor de losa.
Fuente: ETABS

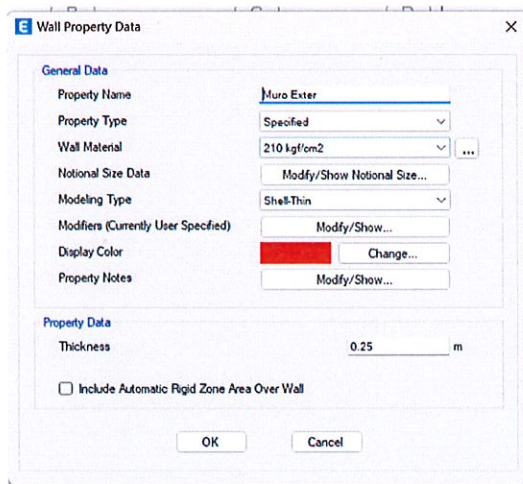


Figura 50. Muros de corte fijo por el modelo arquitectónico para el ascensor.
Fuente: ETABS

3.7 Modelación arriostrada de acero A36 en ETABS

El acero A36 es un acero estructural ampliamente utilizado en construcción debido a su bajo costo y buena soldabilidad.

- El módulo de elasticidad mínimo es de 200 MPa (20,394,324.2 Kgf/m²), dependiendo del grosor del material.
- Esfuerzo de fluencia, MPa es de 250 (36) en espesores de ≤ 200 mm (8 pulg.) y de 220 (32) Espesor de placas de acero > 200 mm (8 pulg.)
- Módulo de corte, GPa (ksi) 79.3
- Coeficiente de Poisson 0.27 – 0.30.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for A36 steel. The 'General Data' section includes: Material Name (A36), Material Type (Steel), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (red), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with values: Weight per Unit Volume (7849.05 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (800.38 kgf-s²/m⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E (20385019158 kgf/m²), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C), and Shear Modulus, G (7841930445 kgf/m²). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 51. Propiedades del Acero A36 ingresados en ETABS

Fuente: ETABS

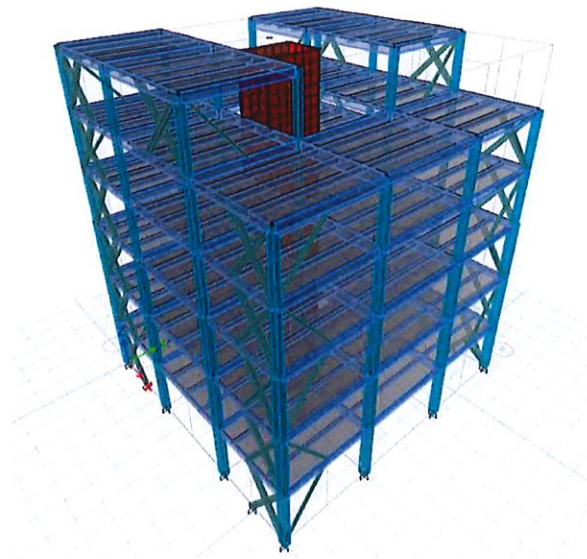


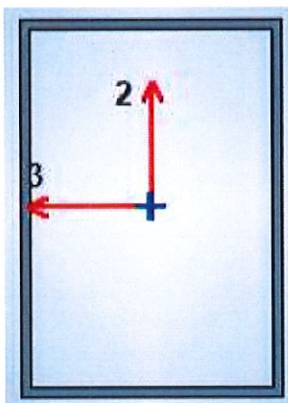
Figura 52. Vista en 3D de la estructura de acero a588

Fuente: ETABS

3.7.1 Tabla de resumen de secciones Acero A36

Se presenta tablas de resumen sobre las secciones elegidas, siendo secciones utilizadas para el Acero A588, pero se utilizará con las propiedades del acero A36. Se detallará de que nivel de piso se utilizará cada sección.

Tabla 36. Resumen de secciones para cada viga para el acero a36



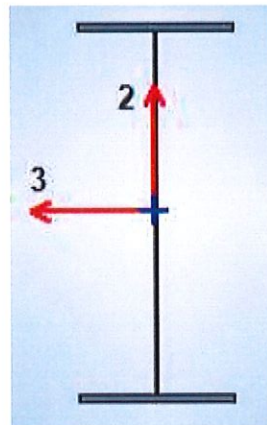
| | Base X | Base Y | Espesor |
|------------------|--------|--------|---------|
| Columna Piso 1-3 | 40 | 32 | 1 |
| Columna Piso 4-6 | 32 | 22 | 0.8 |
| Contravientos X | 20 | 20 | 0.8 |
| Contravientos y | 10 | 10 | 0.8 |

Fuente: Propia

Estas secciones de vigas son para cada piso, del primer piso hasta el sexto piso.

Tabla 37. Resumen de secciones para cada viga para el acero a36 siendo.

| | Depth | Top Flange Width | Top Flange Thicknees | Web Thickness | Bottom Flange Width | Bottom Flange |
|----------------|-------|------------------|----------------------|---------------|---------------------|---------------|
| Vigas Sismicas | 34 | 14 | 0.8 | 0.4 | 14 | 0.8 |
| VT1 | 38 | 14 | 0.8 | 0.6 | 14 | 0.8 |
| VT2 | 34 | 14 | 0.8 | 0.4 | 14 | 0.8 |
| VT3 | 50 | 14 | 0.8 | 0.6 | 14 | 0.8 |
| VT4 | 40 | 14 | 0.8 | 0.6 | 14 | 0.8 |
| V Tipo A | 24 | 10 | 0.8 | 0.3 | 10 | 0.8 |
| V Tipo B | 26 | 12 | 0.8 | 0.3 | 12 | 0.8 |



Fuente: Propia

3.7.2 Espectro de respuesta del Tercer modelo

Basándonos en el tercer modelo, el espectro calculado e integrado al informe se es el mismo solo cambiarían la propiedad del nuevo acero a estudiar. El espectro de respuesta depende de la zona de ubicación y las características del suelo como se estableció en el **Capítulo II**, el mismo que se ha integrado en los dos primeros modelos, basándonos en la NEC - 15 con el objetivo de representar la aceleración, velocidad o desplazamiento de una estructura en función del tiempo durante un sismo. En el caso de este proyecto, se presentará el espectro de diseño para un suelo tipo D, en la provincia de Manabí, Manta y un factor R de 8, se muestra un resumen de datos en la Tabla.

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015

| | |
|--|------------------|
| | DATOS A INGRESAR |
| | DATOS CALCULADOS |

| | | | Capitulo | Pagina |
|--|-------------------------------|--------|----------|--------|
| Factor de importancia | I= | 1.000 | 4.1 | 39 |
| Categoría Sísmica | Zona Sísmica= | VI | 3.1.1 | 27 |
| Valor de factor Z | Z= | 0.500 | 3.1.1 | 27 |
| Perfil del Suelo | Suelo Tipo= | D | 3.2.1 | 29 |
| Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo | Fa= | 1.120 | 3.2.2 a) | 31 |
| Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca | Fd= | 1.110 | 3.2.2 b) | 31 |
| Comportamiento no lineal de los suelos | Fs= | 1.400 | 3.2.2 c) | 32 |
| Factor usado en el espectro de diseño elástico | r= | 1.000 | 3.3.1 | 34 |
| relación de amplificación espectral | η = | 1.800 | 3.3.1 | 34 |
| Altura de la edificación en metros | hm= | 18.500 | | |
| Tipo Estructura | De Acero con arriostramientos | | | |
| Coeficiente que depende del tipo de edificio | Ct= | 0.073 | 6.3.3 | 62 |
| | α = | 0.750 | 6.3.3 | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 1 | Ta CODIGO= | 0.651 | 6.3.3 a) | 62 |
| Periodo de Vibración Metodo 2 | 1.3 * Ta Codigo | 0.847 | 6.3.3 b) | 63 |
| Periodo Límite de Vibración | To= | 0.139 | 3.3 | 35 |
| Periodo de Vibración elástico de aceleraciones que representa el sismo | Ta= | 0.651 | 6.3.3 a) | 62 |
| vibración de la estructura T | Tc= | 0.763 | 3.3.1 | 34 |
| Aceleración Espectral | k= | 1.0756 | 6.3.5 | 67 |
| Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural | Sa(Ta)= | 1.008 | 3.3.1 | 34 |
| Irregularidad en planta | R= | 8 | 6.3.4 b) | 64-65 |
| Irregularidad en elevación | Φ_P = | 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| | Φ_E = | 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| | C= | 0.1556 | 6.3.2 | 61 |

Figura 53. Tabla de resumen del espectro de respuesta.
Fuente: Propia

3.7.3 Periodos de vibración

Basándonos en la modelación anterior para elegir el tipo de estructura de la NEC-SE-DS, de la sección 6.3.3, será el mismo que el anterior modelo del acero a588, manteniéndose como acero, pero de distinta capacidad

Tabla 38. Tabla de tipo de estructura para determinar periodo de vibración, según la NEC

| Tipo de estructura | C_i | α |
|--|-------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Porticos especiales de hormigon 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 |

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

- Por lo cual, se utiliza $C_t=0.055$ y $\alpha=0.75$ Es

Decir aplicando ecuación 8:

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

$$T = 0.073 * 18.20^{0.75}$$

$$T = 0.6432 \text{ seg}$$

Ecuación 23. Límite de vibración T_0

- $T_0 = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a}$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Ecuación 24. Límite de vibración T_c

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

- $T = C_t \times h_n^\alpha$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

Tabla 39. Resultados para el diseño de aceleración

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Periodo limite de vibracion T_0 | 0.1875 |
| Periodo limite de vibracion T_c | 0.76125 |
| Periodo Fundamental T | 0.6432 |

Fuente: Propia

De esta manera, la NEC, establece que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se presenta en la siguiente figura

54.

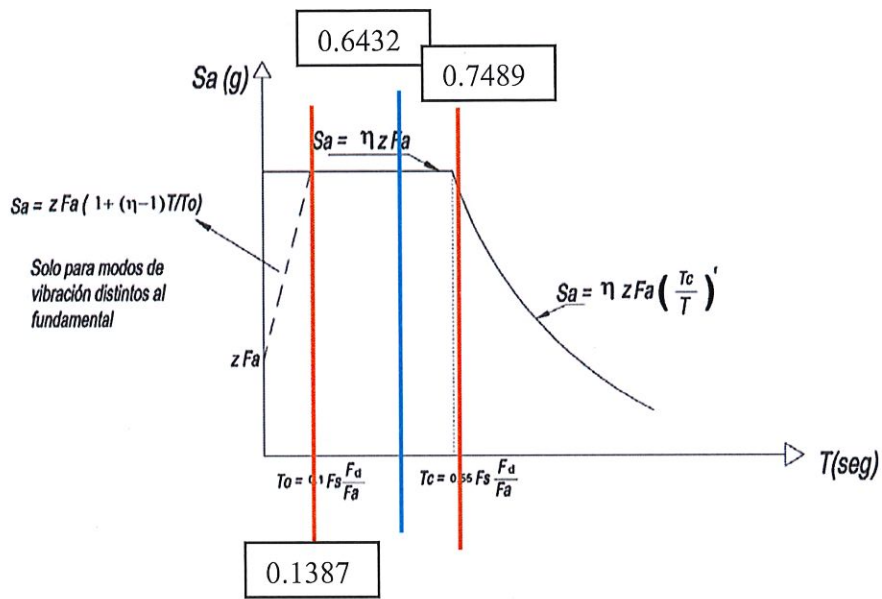


Figura 54. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC SE DS - NEC 201) con mis cálculos.

Por lo cual, siguiendo los límites de periodos de vibración se utiliza la siguiente ecuación 11 para el espectro de respuesta elástico.

Para $0 \leq T \leq T_c$

Ecuación 25. Espectro de respuesta elástico
 $S_a = \eta Z F_a$

$$S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12 = 1.008 \text{ g}$$

Fuente: (NEC SE DS - NEC 2015)

CAPITULO IV

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Análisis de resultado del primer modelo

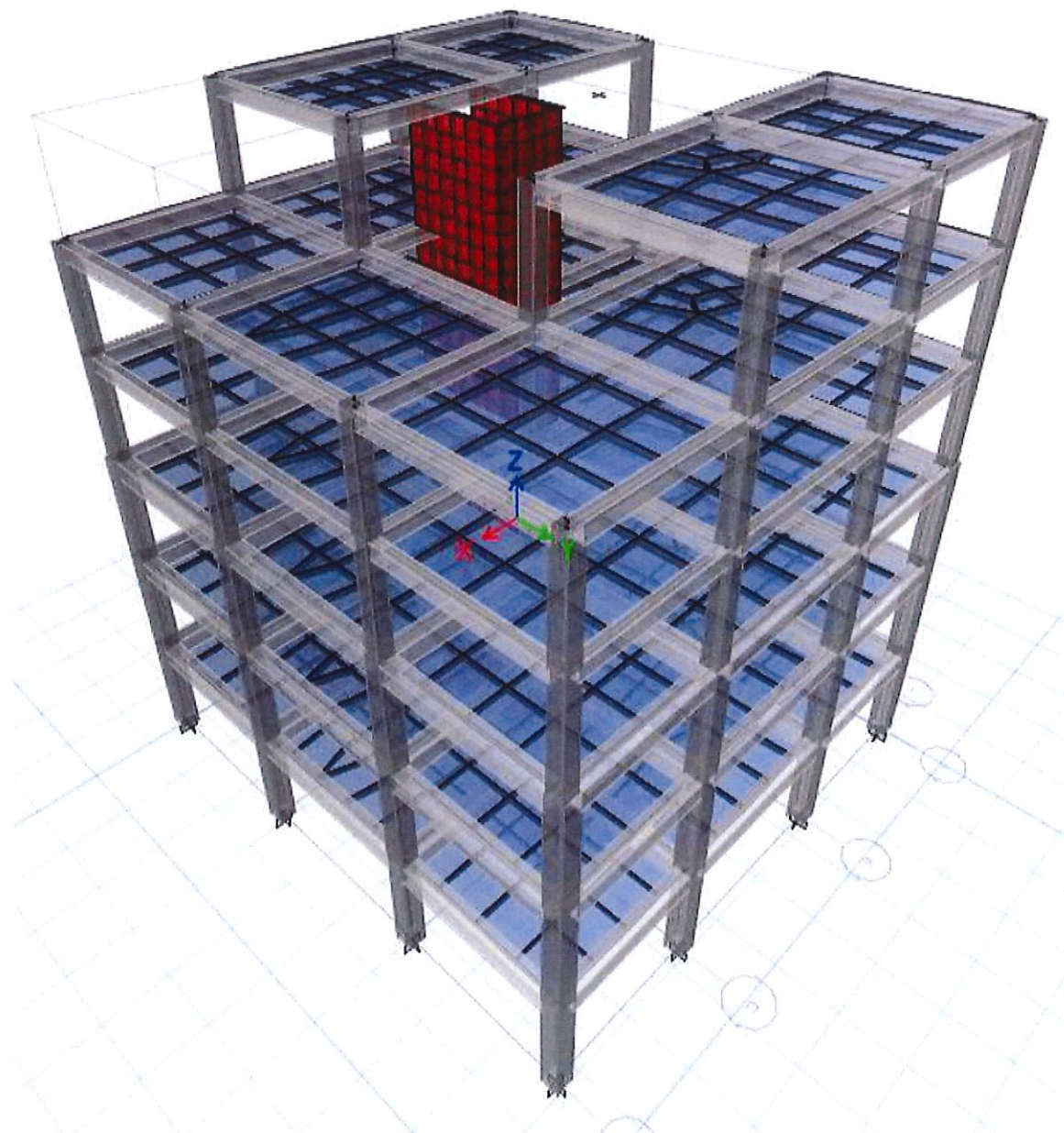


Figura 55. Sistema estructura a porticado de Hormigón Armado.
Fuente: ETABS

4.1.1 Control de derivas

La NEC-2015 en el capítulo de PELIGRO SISMICO, sección 6.39, el “Control de Derivas de piso” en donde establece: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

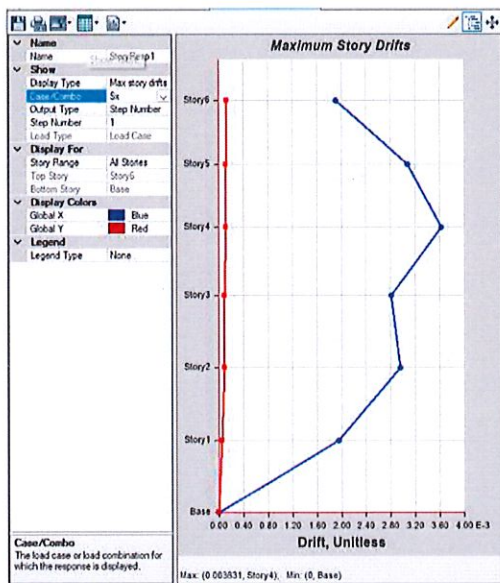
$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E < 2.00\%$$

Donde:

- ΔM = Deriva máxima inelástica.
- ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
- R = Factor de reducción de resistencia.

Deriva máxima en sentido “X”

Tabla 40. Deriva máxima en sentido “X”



| Modelo HA - Muros de ascensor y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.00195 | 1.17% | CUMPLE |
| 2 | 0.002961 | 1.78% | CUMPLE |
| 3 | 0.002814 | 1.69% | CUMPLE |
| 4 | 0.003631 | 2.18% | NO CUMPLE |
| 5 | 0.003075 | 1.85% | CUMPLE |
| 6 | 0.00191 | 1.15% | CUMPLE |

Figura 56 Deriva máxima en sentido “X”

Fuente: Datos propios y ETABS.

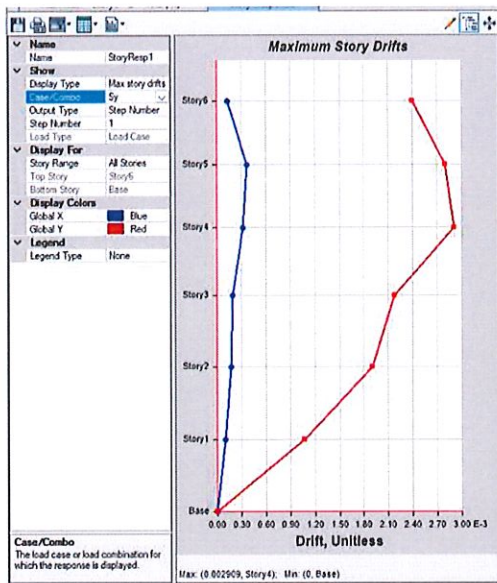
$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \times 100\% < 2.00\%$$

$$\Delta M = 0.75 \times 8 \times 0.003631 \times 100\% = 2.178\% < 2.00\%$$

La deriva inelástica máxima en sentido “X” es de 2.18% como se muestra en la figura 15, con esto podremos saber que la deriva no es menor que lo que la NEC – 15 establece como permitido, ya que la deriva máxima es del 2%.

Deriva máxima en sentido “Y”

Tabla 41. Deriva máxima en sentido “Y”



| Modelo HA - Muros de ascensor y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001073 | 0.64% | CUMPLE |
| 2 | 0.001906 | 1.14% | CUMPLE |
| 3 | 0.002173 | 1.30% | CUMPLE |
| 4 | 0.002909 | 1.75% | CUMPLE |
| 5 | 0.002803 | 1.68% | CUMPLE |
| 6 | 0.002394 | 1.44% | CUMPLE |

Figura 57. Deriva máxima en sentido “Y”

Fuente: Datos propios y ETABS.

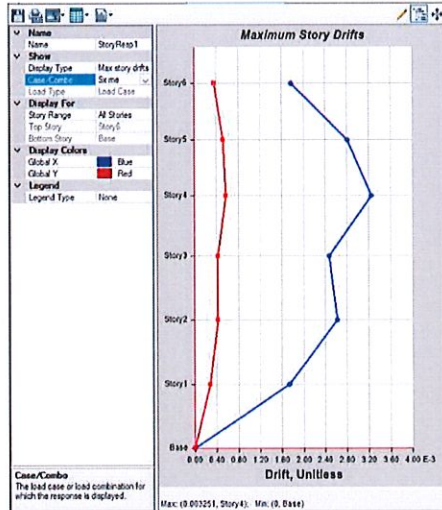
$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \times 100\% < 2.00\%$$

$$\Delta M = 0.75 \times R \times 0.002909 \times 100\% = 1.745\% < 2.00\%$$

La deriva inelástica máxima en sentido “Y” es de 1.75% como se muestra en la figura 15, con esto podremos saber si la deriva es menor que lo que la NEC – 15 establece como permitido, ya que la deriva máxima es del 2%.

Deriva de piso en sentido “X” en aplicación de la carga espectral

Tabla 42. Deriva de piso en sentido “X” en aplicación de la carga espectral



| Modelo HA - Muros de ascensor y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelástica | Verificar |
| 1 | 0.001737 | 1.04% | CUMPLE |
| 2 | 0.002317 | 1.39% | CUMPLE |
| 3 | 0.002479 | 1.49% | CUMPLE |
| 4 | 0.003271 | 1.96% | CUMPLE |
| 5 | 0.002804 | 1.68% | CUMPLE |
| 6 | 0.001776 | 1.07% | CUMPLE |

Figura 58. Deriva máxima de la carga espectral en sentido X
Fuente: Datos propios y ETABS.

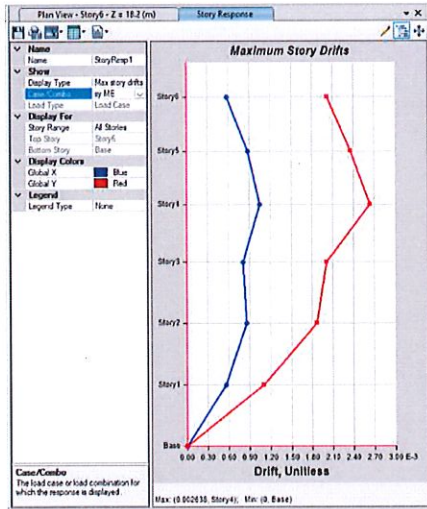
$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \times 100\% < 2.00\%$$

$$\Delta M = 0.75 \times R \times 0.003251 \times 100\% = 1.956\% < 2.00\%$$

La deriva inelástica máxima en sentido “X espectral” es de 1.96% como se muestra en la figura 15, con esto podremos saber si la deriva es menor que lo que la NEC – 15 establece como permitido, ya que la deriva máxima es del 2%.

Deriva de piso en sentido “Y” en aplicación de la carga espectral

Tabla 43. Deriva de piso en sentido “Y” en aplicación de la carga espectral



| Modelo HA - Muros de ascensor y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelástica | Verificar |
| 1 | 0.001009 | 0.61% | CUMPLE |
| 2 | 0.00187 | 1.12% | CUMPLE |
| 3 | 0.002003 | 1.20% | CUMPLE |
| 4 | 0.002638 | 1.58% | CUMPLE |
| 5 | 0.002663 | 1.60% | CUMPLE |
| 6 | 0.002018 | 1.21% | CUMPLE |

Figura 59. Deriva máxima de la carga espectral en sentido Y.

Fuente: Datos propios y ETABS.

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E \times 100\% < 2.00\%$$

$$0.002638 \times 0.75 \times 8 \times 100\% = 1.5828\%$$

La deriva inelástica máxima en sentido “Y espectral” es de 1.58% como se muestra en la figura 17, con esto podremos saber si la deriva es menor que lo que la NEC – 15 establece como permitido, ya que la deriva máxima es del 2%.

En la Tabla 32 se muestra que las derivas de piso en las dos direcciones principales de la estructura donde cumple las norma del 2%.

Tabla 44. Tabla de resumen de derivas.

| Derivas | Derivas Elásticas | Derivas Inelásticas % | Derivas Maxima Permitida (2%) |
|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------|
| Sismo Estático X | 0.003631 | 2.18% | NO CUMPLE |
| Sismo Estático Y | 0.002909 | 1.75% | CUMPLE |
| Espectro SX | 0.003271 | 1.96% | CUMPLE |
| Espectro SY | 0.002638 | 1.58% | CUMPLE |

Fuente: Datos propios.

4.1.2 Periodos de vibración por el método 2

Se debe cumplir que los dos primeros modos sean traslacionales y el tercer modo rotacional y cumplir en que los periodos no excedan el 30% del periodo fundamental calculado por el método 1. En este modelo el primer modo es rotacional por lo que no está cumpliendo.

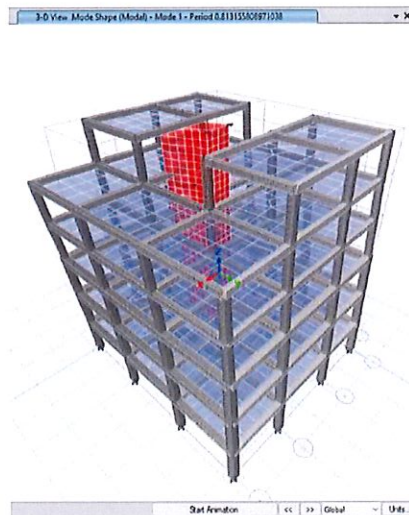


Figura 60. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - ($T=0.81315$ seg)
Fuente: Propio

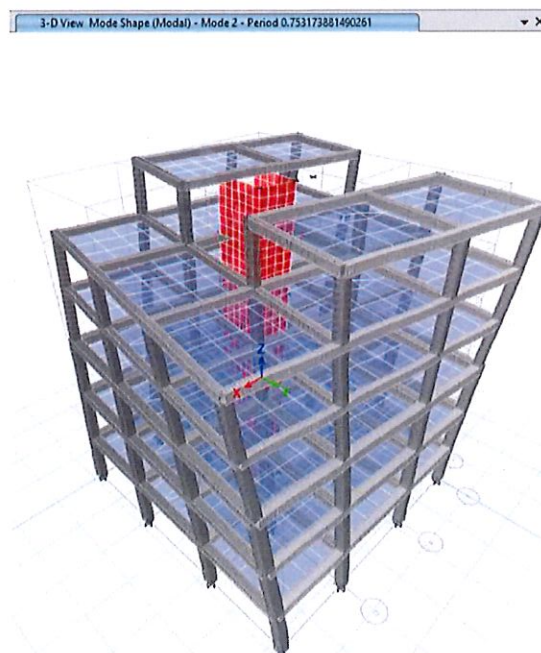


Figura 61. Segundo Modo de vibración -Traslación dirección Y-Y - ($T=0.75317$ seg)
Fuente: ETABS

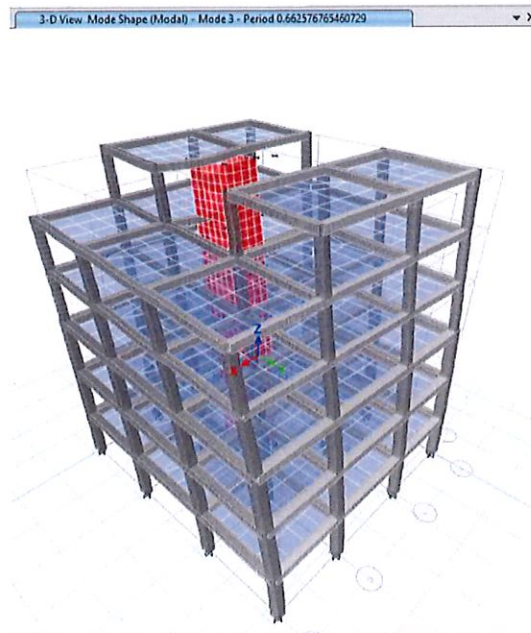


Figura 62. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.66257 seg)
Fuente: ETABS

Tabla 45. Resumen de los periodos de vibración

| Modo de vibracion | metodo 1 | metodo 2 | % | No excedencia del 30% |
|-------------------|----------|----------|---------|-----------------------|
| 1 | 0.7489 | 0.8132 | 8.59% | cumple |
| 2 | 0.7489 | 0.7532 | 0.57% | cumple |
| 3 | 0.7489 | 0.6626 | -11.52% | cumple |

Fuente: Propio

Los periodos no exceden del 30% del método 1 a el método 2 establecido por NEC 2015.

4.1.3 Participaciones de masas modales

En la tabla se muestra los modos utilizados para el análisis, como sus periodos y sus participaciones de masas obtenidos. Se observa hasta el modo 18 debido a que la norma (NEC) indica que se analizara hasta Sum Ux, Sum Uy y Sum Rz lleguen hasta el 90% de participación modal.

Tabla 46. Participaciones de masas modales

| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
|-------|------|--------|-------------|------------|----|--------|--------|-------|------------|-------------|-------------|--------|--------|--------|
| | | sec | | | | | | | | | | | | |
| Modal | 1 | 0.813 | 0.7271 | 0.0012 | 0 | 0.7271 | 0.0012 | 0 | 0.0011 | 0.2445 | 0.0265 | 0.0011 | 0.2445 | 0.0265 |
| Modal | 2 | 0.753 | 0.0271 | 0.0735 | 0 | 0.7542 | 0.0746 | 0 | 0.0523 | 0.009 | 0.6499 | 0.0534 | 0.2535 | 0.6744 |
| Modal | 3 | 0.663 | 0.0004 | 0.6339 | 0 | 0.7545 | 0.7085 | 0 | 0.2601 | 0.0001 | 0.0812 | 0.3135 | 0.2536 | 0.7555 |
| Modal | 4 | 0.329 | 0.1391 | 0 | 0 | 0.8937 | 0.7085 | 0 | 0 | 0.441 | 0.00002713 | 0.3135 | 0.6946 | 0.7555 |
| Modal | 5 | 0.289 | 0.00001013 | 0.0032 | 0 | 0.8937 | 0.7118 | 0 | 0.0039 | 0.0001 | 0.1458 | 0.3174 | 0.6947 | 0.9038 |
| Modal | 6 | 0.2 | 0.000006058 | 0.1905 | 0 | 0.8937 | 0.9023 | 0 | 0.397 | 0.000007333 | 0.0034 | 0.7143 | 0.6947 | 0.9047 |
| Modal | 7 | 0.183 | 0.037 | 0.00004036 | 0 | 0.9307 | 0.9024 | 0 | 0.0001 | 0.0852 | 0.000003609 | 0.7144 | 0.7799 | 0.9047 |
| Modal | 8 | 0.16 | 0.00002782 | 0.0052 | 0 | 0.9307 | 0.9076 | 0 | 0.0106 | 0.0001 | 0.0355 | 0.7251 | 0.78 | 0.9403 |
| Modal | 9 | 0.131 | 0.0339 | 0.00001228 | 0 | 0.9646 | 0.9076 | 0 | 0.00002859 | 0.0354 | 0.0003 | 0.7251 | 0.8154 | 0.9406 |
| Modal | 10 | 0.129 | 0.0062 | 0.00003609 | 0 | 0.9708 | 0.9076 | 0 | 0.0001 | 0.0984 | 0.0001 | 0.7252 | 0.9138 | 0.9407 |
| Modal | 11 | 0.122 | 0 | 0.0372 | 0 | 0.9708 | 0.9448 | 0 | 0.0953 | 0.00003324 | 0.0027 | 0.8205 | 0.9138 | 0.9434 |
| Modal | 12 | 0.113 | 0.00004124 | 0.0005 | 0 | 0.9708 | 0.9452 | 0 | 0.0015 | 0.00002894 | 0.0323 | 0.822 | 0.9138 | 0.9756 |
| Modal | 13 | 0.1 | 0.0001 | 0.0263 | 0 | 0.9709 | 0.9715 | 0 | 0.0934 | 0.0001 | 0.0002 | 0.9154 | 0.914 | 0.9758 |
| Modal | 14 | 0.099 | 0.0106 | 0.0001 | 0 | 0.9815 | 0.9716 | 0 | 0.0004 | 0.0331 | 0.000004293 | 0.9158 | 0.9471 | 0.9758 |
| Modal | 15 | 0.087 | 0.000001531 | 0.0044 | 0 | 0.9815 | 0.976 | 0 | 0.0145 | 0.000008242 | 0.0086 | 0.9303 | 0.9471 | 0.9844 |
| Modal | 16 | 0.084 | 0 | 0.0055 | 0 | 0.9815 | 0.9815 | 0 | 0.016 | 8.248E-07 | 0.0035 | 0.9464 | 0.9471 | 0.9879 |
| Modal | 17 | 0.079 | 0.0116 | 0 | 0 | 0.993 | 0.9815 | 0 | 0 | 0.0333 | 0.000001035 | 0.9464 | 0.9803 | 0.9879 |
| Modal | 18 | 0.07 | 0 | 0.0115 | 0 | 0.993 | 0.993 | 0 | 0.0338 | 0 | 0.0001 | 0.9801 | 0.9803 | 0.9879 |

Fuente: Propia

Como resultados obtenidos, podemos comprobar que existe rotación, se debería analizar la posibilidad de una torsión, porque no sigue la regla de traslación en ux uy y rz, sigue una regla de ux rz y uy.

4.1.4 Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

La (NEC, 2015) nos dice que: El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: • < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares) • < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Por lo que, debido a la geometría de nuestra estructura, debemos verificar que la relación no sea menor al 85%.

| Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|-------------|-------------|--------------|-------------|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|------------|
| Sx | LinStatic | Step By Step | 1 | -181.0109 | 0 | 0 | 0 | -2243.834 | 1395.6558 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 2 | -181.0109 | 0 | 0 | 0 | -2243.834 | 1466.4398 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 3 | -181.0109 | 0 | 0 | 0 | -2243.834 | 1324.8718 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 1 | 0 | -181.0109 | 0 | 2243.834 | 0 | -1246.1834 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 2 | 0 | -181.0109 | 0 | 2243.834 | 0 | -1306.1849 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 3 | 0 | -181.0109 | 0 | 2243.834 | 0 | -1186.1819 |
| Sx me | LinRespSpec | Max | | 149.2925 | 0.8135 | 0 | 93.6951 | 1817.1652 | 1098.4304 |
| sy ME | LinRespSpec | Max | | 7.0527 | 149.5101 | 0 | 1839.43 | 87.9266 | 1208.6849 |

Figura 63. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel.
Fuente: Propia

| Load Case/Com | FX | FY | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------|
| | tonf | tonf | | | |
| SX | -181.0109 | 0 | | | |
| SY | 0 | -181.0109 | | | |
| ESPECX Max | 149.0905 | 6.8156 | 153.85927 | | 1.04 X |
| ESPECY Max | 7.0527 | 149.5103 | | 153.85927 | 1.03 Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | | |
| Vest | ≥ | 85% |

| | | | | |
|-----------|--------|---|-----|-----------|
| Sentido X | 149.09 | = | 82% | rediseñar |
| | 181.01 | | | |

| | | | | |
|-----------|--------|---|-----|-----------|
| Sentido Y | 149.51 | = | 83% | rediseñar |
| | 181.01 | | | |

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 64. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante.

Fuente: Propia

- Ya que no cumple los valores del coeficiente, entonces calibraremos con los datos entregados por Excel y revisaremos los valores nuevamente derivas, participación de masas y regularidad torsional.

| Load Case/Com | FX | FY | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----|
| | tonf | tonf | | | |
| SX | -181.0109 | 0 | | | |
| SY | 0 | -181.0109 | | | |
| ESPECX Max | 155.0541 | 7.0882 | 153.85927 | | 1 X |
| ESPECY Max | 7.2643 | 153.9956 | | 153.85927 | 1 Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | | |
| Vest | ≥ | 85% |

| | | | | |
|-----------|--------|---|-----|----|
| Sentido X | 155.05 | = | 86% | OK |
| | 181.01 | | | |

| | | | | |
|-----------|--------|---|-----|----|
| Sentido Y | 154.00 | = | 85% | OK |
| | 181.01 | | | |

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 65. Calibración de cortante basal

Fuente: Propia

4.1.5 Derivas después de la calibración del cortante basal

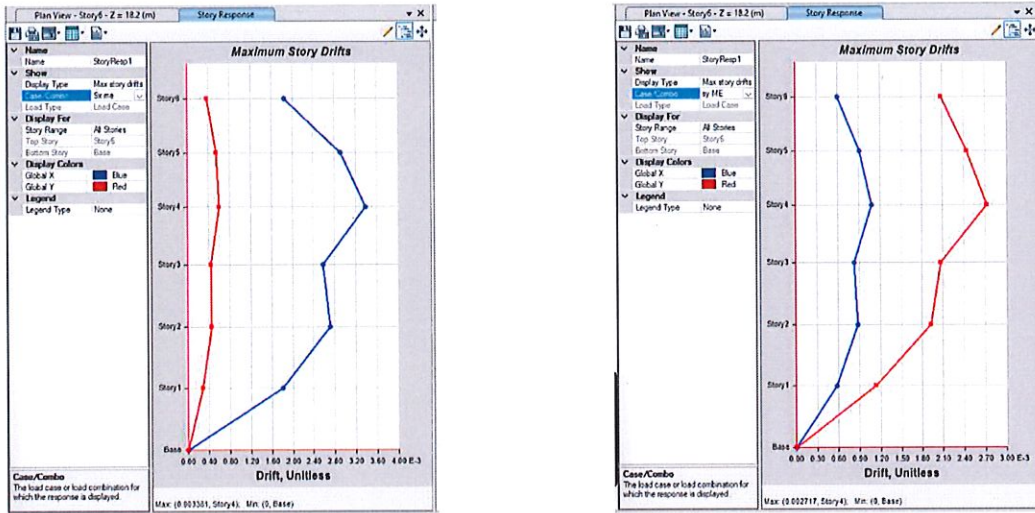


Figura 66. Derivas de la carga espectral
Fuente: ETABS

- Existen algunos cambios en los valores de las derivas, al calibrar el cortante basal la carga espectral en X ya no cumple el rango de 2%.

4.1.6 Irregularidad torsional

De acuerdo con la norma (NEC) cuando es mayor a 1.20 se tiene irregularidad con un coeficiente de 0.9, sin embargo, al ser una estructura irregular debería presentar torsión si esta modelación no es rigidizada con muros cortantes, diagonales metálicas, rigidizadores sísmicos.

Tabla 47. Resumen de valores de torsión de la carga espectral en X.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-X |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sx me | 1.13 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sx me | 1.10 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sx me | 1.09 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sx me | 1.09 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sx me | 1.09 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sx me | 1.08 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sx me | 0 | 0 | |

Fuente: Propia

Tabla 48. Irregularidad torsional en el primero y segundo piso Y.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-Y |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sy me | 1.12 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sy me | 1.07 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sy me | 1.11 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sy me | 1.14 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sy me | 1.21 | 6.4 | Si existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sy me | 1.21 | 3.2 | Si existe irregularidad torsional |
| Base | Sy me | 0 | 0 | |

Fuente: Propia

Presenta torsión de la carga espectral Y, debido a la rotación obtenida en la tabla de masas.

4.2 Análisis de resultado de Segundo modelo

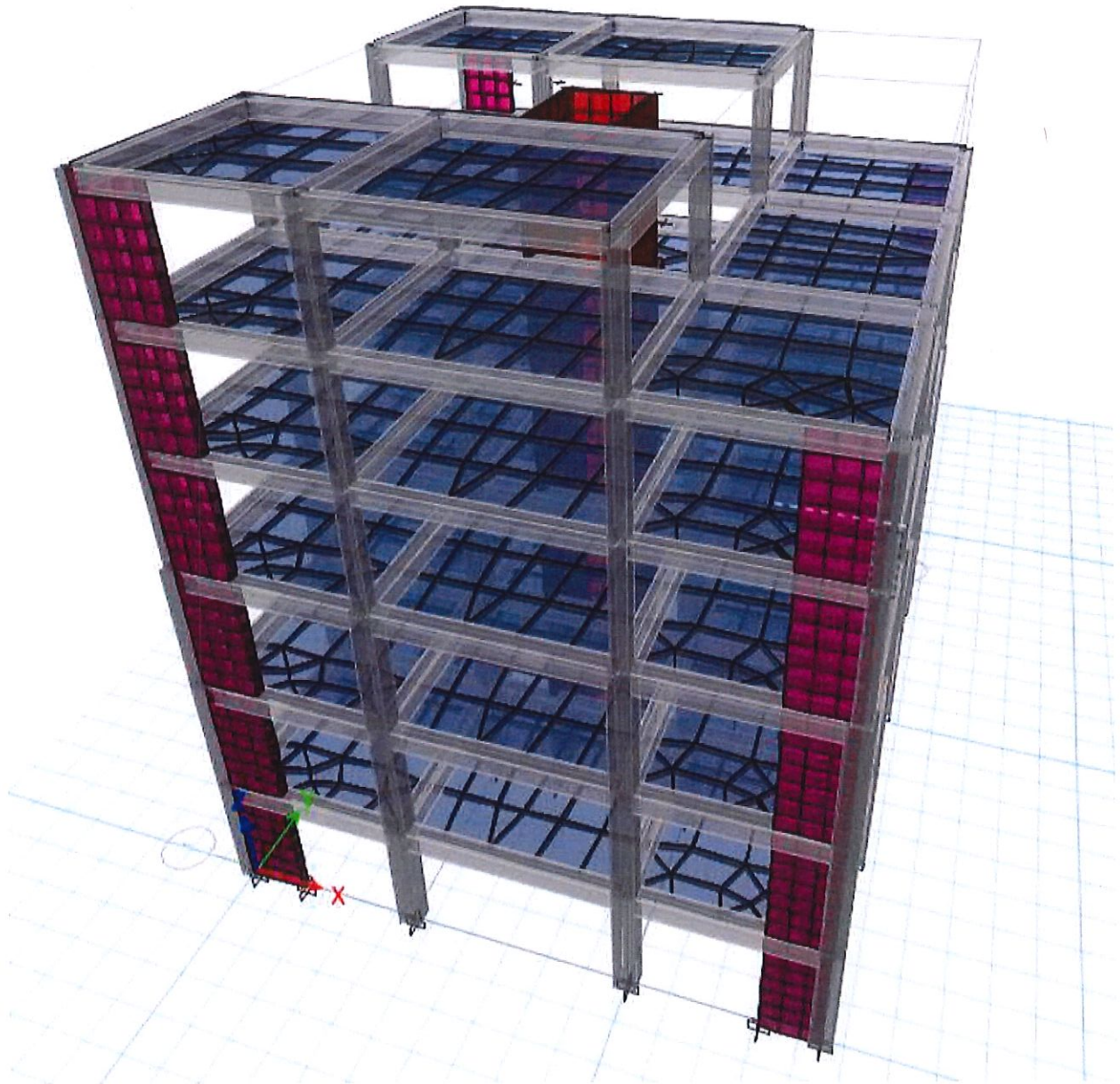


Figura 67. Sistema estructura mixta de pórtico con muros estructurales de Hormigón Armado.
Fuente: Propia

4.2.1 Control de derivas

La NEC-2015 en el capítulo de PELIGRO SISMICO, sección 6.39, el “Control de Derivas de piso” en donde establece: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E < 2.00\%$$

Donde:

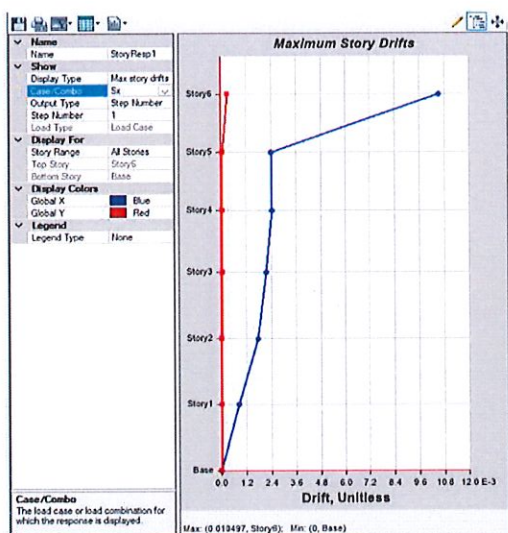
ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Deriva máxima en sentido “X”

Tabla 49. Deriva máxima en sentido “X”

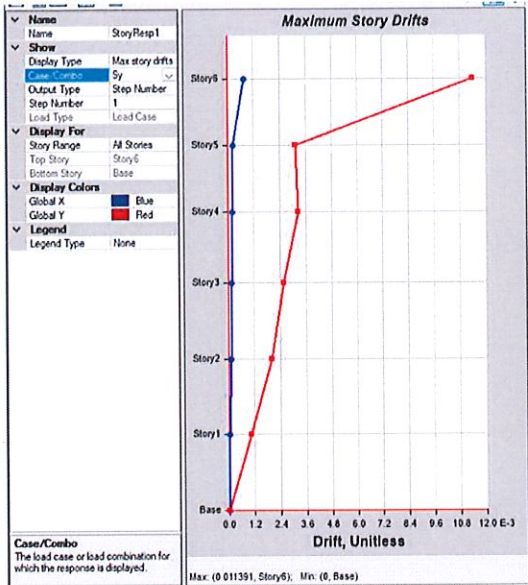


| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000845 | 0.51% | CUMPLE |
| 2 | 0.001783 | 1.07% | CUMPLE |
| 3 | 0.002185 | 1.31% | CUMPLE |
| 4 | 0.002435 | 1.46% | CUMPLE |
| 5 | 0.002425 | 1.46% | CUMPLE |
| 6 | 0.010497 | 6.30% | NO CUMPLE |

Figura 68. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sx.
Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y”

Tabla 50. Deriva máxima en sentido “Y”



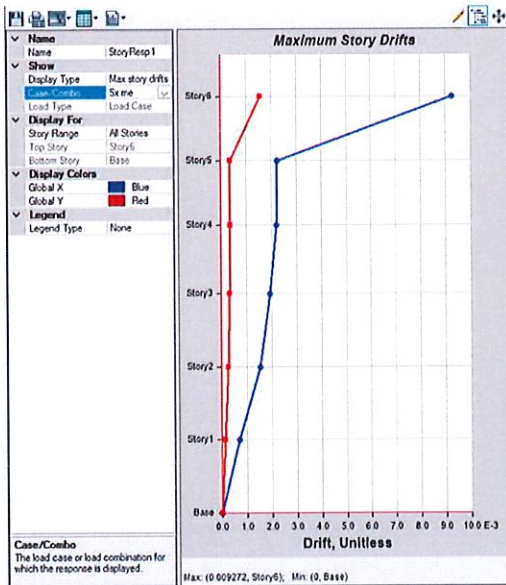
| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001033 | 0.62% | CUMPLE |
| 2 | 0.002004 | 1.20% | CUMPLE |
| 3 | 0.002578 | 1.55% | CUMPLE |
| 4 | 0.003241 | 1.94% | CUMPLE |
| 5 | 0.003113 | 1.87% | CUMPLE |
| 6 | 0.011391 | 6.83% | NO CUMPLE |

Figura 69. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sy.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “X carga espectral”

Tabla 51. Deriva máxima en sentido “X carga espectral”



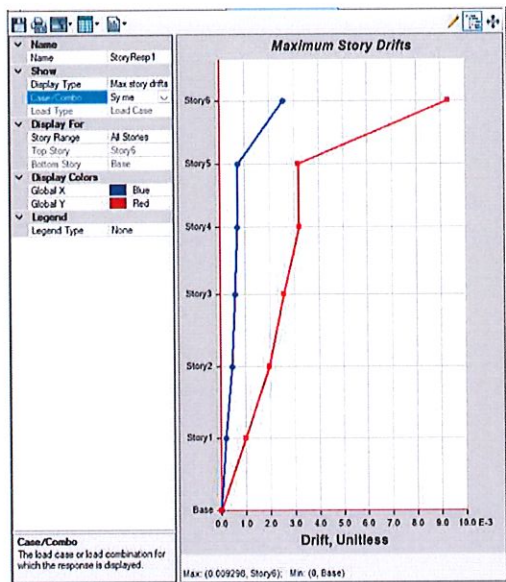
| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000703 | 0.42% | CUMPLE |
| 2 | 0.001541 | 0.92% | CUMPLE |
| 3 | 0.001946 | 1.17% | CUMPLE |
| 4 | 0.002211 | 1.33% | CUMPLE |
| 5 | 0.002252 | 1.35% | CUMPLE |
| 6 | 0.009272 | 5.56% | NO CUMPLE |

Figura 70. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sx me.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”

Tabla 52. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”



| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.00101 | 0.61% | CUMPLE |
| 2 | 0.001989 | 1.19% | CUMPLE |
| 3 | 0.002562 | 1.54% | CUMPLE |
| 4 | 0.003239 | 1.94% | CUMPLE |
| 5 | 0.003186 | 1.91% | CUMPLE |
| 6 | 0.009298 | 5.58% | NO CUMPLE |

Figura 71. Tabla de valores y gráfica de máximas derivas elásticas e inelásticas Sy me.

Fuente: Propia

4.2.2 Periodos de vibración

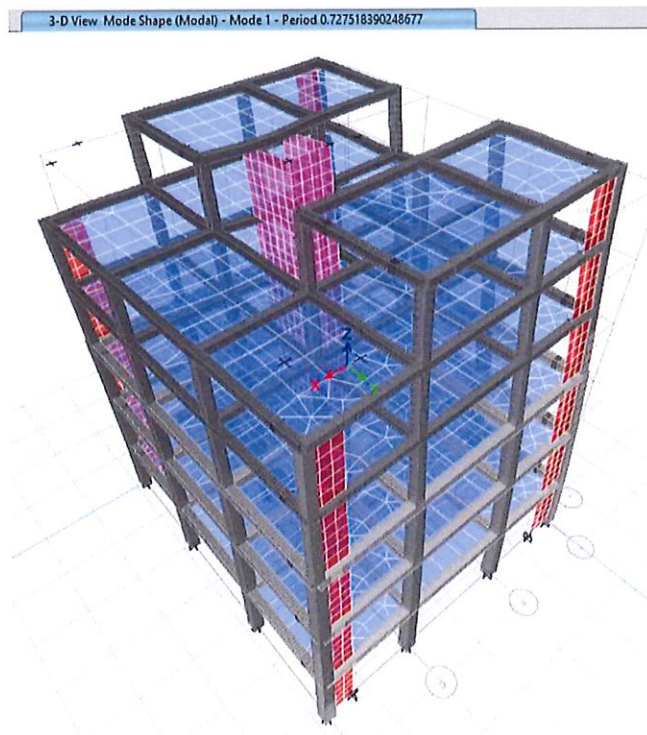


Figura 72. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - ($T=0.7275$ seg)

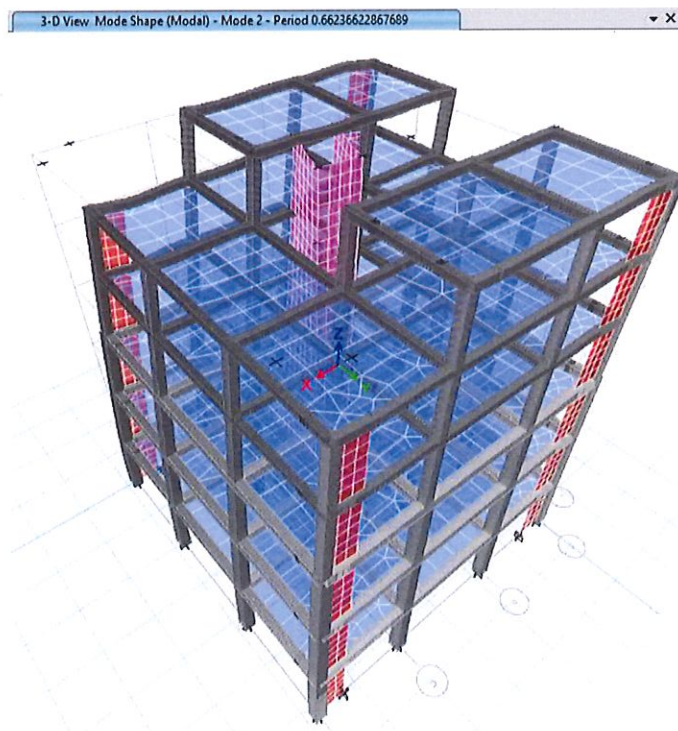


Figura 73. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - ($T=0.6624$ seg)

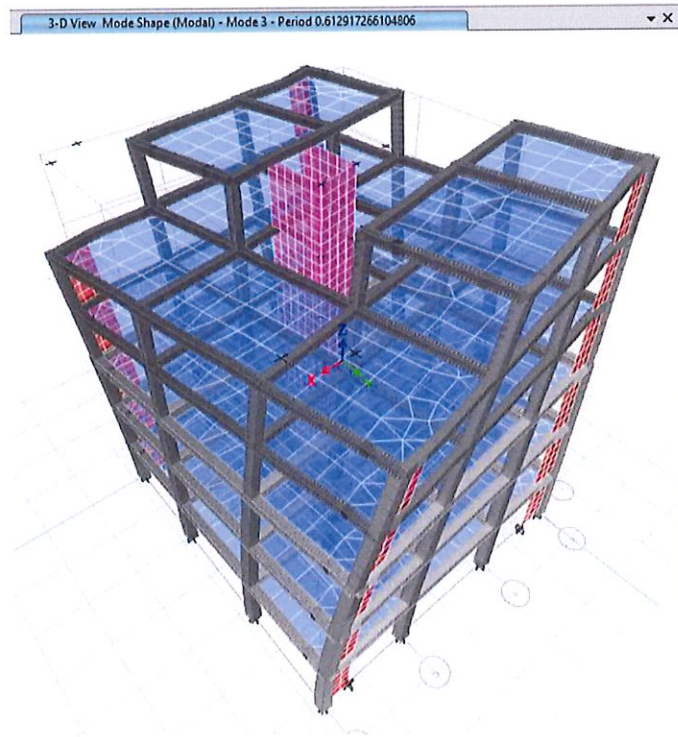


Figura 74. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.6129 seg)

Tabla 53. Resumen de los periodos de vibración.

| Modo de | Método 1 | Método 2 | % | CUMPLE |
|---------|----------|----------|--------|-----------|
| 1 | 0.4846 | 0.7275 | 50.12% | No Cumple |
| 2 | 0.4846 | 0.6624 | 36.69% | No Cumple |
| 3 | 0.4846 | 0.6129 | 26.48% | Si Cumple |

Fuente: Propia

Los periodos diseñados por la NEC 2015 excede el porcentaje admisible, lo que tocaría rigidizar aún más la edificación.

4.2.3 Participaciones de masas modales

En la tabla se muestra los modos utilizados para el análisis, como sus periodos y sus participaciones de masas obtenidos. Se observa hasta el modo 18 debido a que la norma (NEC) indica que se analizara hasta Sum Ux, Sum Uy y Sum Rz lleguen hasta el 90% de participación modal.

Tabla 54. Participaciones de masas modales

| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ | |
|----------|------|--------|-------|-------------|-------------|-------|--------|--------|----|-------------|-------------|-------------|--------|--------|--------|
| Modal 1 | | sec | 0.728 | 0.001 | 0.046 | 0 | 0.001 | 0.646 | 0 | 0.32 | 0.0005 | 0.0468 | 0.32 | 0.0005 | 0.0468 |
| Modal 2 | | | 0.662 | 0.574 | 0.0046 | 0 | 0.6751 | 0.6507 | 0 | 0.0014 | 0.3089 | 0.0177 | 0.3214 | 0.3094 | 0.0643 |
| Modal 3 | | | 0.613 | 0.021 | 0.044 | 0 | 0.6962 | 0.6946 | 0 | 0.0073 | 0.0097 | 0.0108 | 0.3287 | 0.3191 | 0.6953 |
| Modal 4 | | | 0.204 | 0 | 0.1466 | 0 | 0.6962 | 0.8412 | 0 | 0.2697 | 0.000001612 | 0.0198 | 0.5984 | 0.3191 | 0.715 |
| Modal 5 | | | 0.202 | 0.17 | 0.000001437 | 0 | 0.8662 | 0.8412 | 0 | 0.000003193 | 0.3389 | 0.000003359 | 0.5984 | 0.6579 | 0.715 |
| Modal 6 | | | 0.178 | 0.000002393 | 0.0195 | 0 | 0.8662 | 0.8607 | 0 | 0.0378 | 0.000001472 | 0.1557 | 0.6363 | 0.6579 | 0.8708 |
| Modal 7 | | | 0.123 | 0.000006688 | 0.056 | 0 | 0.8662 | 0.8717 | 0 | 0.1149 | 0.00000415 | 0.0017 | 0.7512 | 0.6579 | 0.8725 |
| Modal 8 | | | 0.117 | 0.0043 | 0.0001 | 0 | 0.8705 | 0.9168 | 0 | 0.0002 | 0.0023 | 0.0001 | 0.7514 | 0.6602 | 0.8726 |
| Modal 9 | | | 0.104 | 0 | 0.0662 | 0 | 0.8705 | 0.9831 | 0 | 0.1899 | 0 | 0.0007 | 0.9413 | 0.6602 | 0.8733 |
| Modal 10 | | | 0.095 | 0.0609 | 0 | 0 | 0.9314 | 0.9831 | 0 | 0 | 0.1394 | 0.0000025 | 0.9413 | 0.7997 | 0.8733 |
| Modal 11 | | | 0.085 | 0 | 0.0062 | 0 | 0.9314 | 0.9893 | 0 | 0.0207 | 0 | 0.0024 | 0.962 | 0.7997 | 0.8757 |
| Modal 12 | | | 0.084 | 0.000001833 | 0.0001 | 0 | 0.9314 | 0.9894 | 0 | 0.0004 | 0.00000616 | 0.0383 | 0.9624 | 0.7997 | 0.8768 |
| Modal 13 | | | 0.064 | 0 | 0.002 | 0 | 0.9314 | 0.9915 | 0 | 0.0093 | 0 | 0.000029455 | 0.9717 | 0.7997 | 0.934 |
| Modal 14 | | | 0.063 | 0.0364 | 0 | 0 | 0.9678 | 0.9915 | 0 | 0 | 0.1047 | 8.587E-07 | 0.9717 | 0.9043 | 0.934 |
| Modal 15 | | | 0.055 | 0.000001048 | 0 | 0 | 0.9678 | 0.9915 | 0 | 0 | 0.000002565 | 0.0364 | 0.9717 | 0.9044 | 0.9704 |
| Modal 16 | | | 0.046 | 0.0126 | 0 | 0 | 0.9804 | 0.9915 | 0 | 0 | 0.0372 | 0 | 0.9717 | 0.9415 | 0.9704 |
| Modal 17 | | | 0.044 | 0.0025 | 0 | 0 | 0.9829 | 0.9915 | 0 | 0 | 0.0051 | 0.0002 | 0.9717 | 0.9466 | 0.9706 |
| Modal 18 | | | 0.041 | 0.000005305 | 6.405E-07 | 0 | 0.9829 | 0.9915 | 0 | 9.249E-07 | 0.00001146 | 0.0124 | 0.9717 | 0.9466 | 0.983 |

Fuente: Propia

Como resultados obtenidos, podemos comprobar que no existe rotación como resultado de que no haya una torsión, porque si sigue la regla de orden, ux rz y uy.

4.2.4 Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

La (NEC, 2015) nos dice que: El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: $\bullet < 80\%$ del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares) $\bullet < 85\%$ del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Por lo que, debido a la geometría de nuestra estructura, debemos verificar que la relación no sea menor al 85%.

| Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|-------------|-------------|--------------|-------------|-----------|-----------|---------|-----------|------------|------------|
| Sx | LinStatic | Step By Step | 1 | -181.7133 | 0 | 0 | 0 | -2251.3287 | 1401.1457 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 2 | -181.7133 | 0 | 0 | 0 | -2251.3287 | 1447.2093 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 3 | -181.7133 | 0 | 0 | 0 | -2251.3287 | 1355.0821 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 1 | 0 | -181.7133 | 0 | 2251.3287 | 0 | -1245.2388 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 2 | 0 | -181.7133 | 0 | 2251.3287 | 0 | -1286.8274 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 3 | 0 | -181.7133 | 0 | 2251.3287 | 0 | -1203.6502 |
| Sx me | LinRespSpec | Max | | 148.5453 | 7.953 | 0 | 98.3869 | 1663.9233 | 1072.5197 |
| sy ME | LinRespSpec | Max | | 8.2297 | 148.0856 | 0 | 1667.7301 | 106.7513 | 917.3169 |

Figura 75. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel.

Fuente: Propia

| Load Case/Com | FX | FY | | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|------|---|
| | tonf | tonf | | | | |
| SX | -181.7133 | 0 | | | | |
| SY | 0 | -181.7133 | | | | |
| ESPECX Max | 148.5453 | 7.953 | 154.45631 | | 1.04 | X |
| ESPECY Max | 8.2297 | 148.0856 | | 154.45631 | 1.05 | Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | | |
| Vest | ≥ | 85% |

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido X | $\frac{148.55}{181.71}$ | = | 82% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido Y | $\frac{148.09}{181.71}$ | = | 81% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 76. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante

Fuente: Propia

Ya que no cumple los valores del coeficiente, entonces calibraremos con los datos entregados por Excel y revisaremos los valores nuevamente derivas, participación de masas y regularidad torsional.

| Load Case/Com | FX | FY | | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|---|
| | tonf | tonf | | | | |
| SX | -181.7133 | 0 | | | | |
| SY | 0 | -181.7133 | | | | |
| ESPECX Max | 154.4871 | 8.2711 | 154.45631 | | 1 | X |
| ESPECY Max | 8.6411 | 155.4899 | | 154.45631 | 1 | Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | | |
| Vest | ≥ | 85% |

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|
| Sentido X | $\frac{154.49}{181.71}$ | = | 85% | OK |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|
| Sentido Y | $\frac{155.49}{181.71}$ | = | 86% | OK |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|

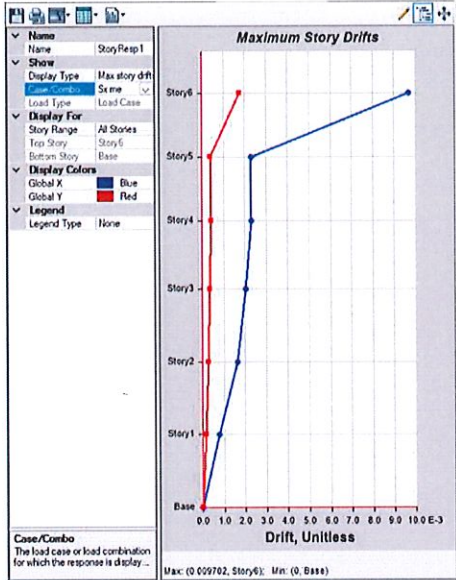
El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 77. Calibración de cortante basal

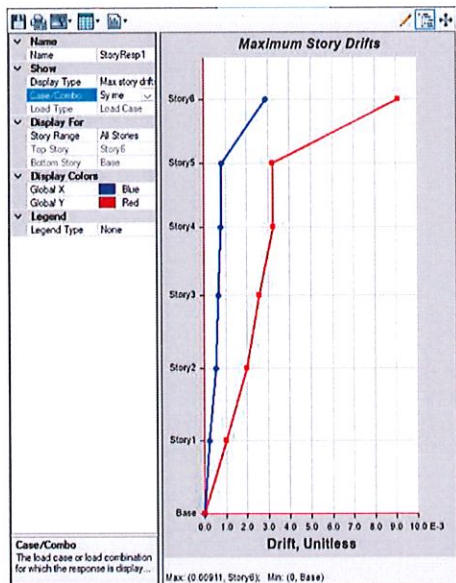
Fuente: Propia

4.2.5 Derivas después de la calibración del cortante basal

Tabla 55. Derivas después de la calibración del cortante basal



| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000771 | 0.46% | CUMPLE |
| 2 | 0.00164 | 0.98% | CUMPLE |
| 3 | 0.002029 | 1.22% | CUMPLE |
| 4 | 0.002298 | 1.38% | CUMPLE |
| 5 | 0.00232 | 1.39% | CUMPLE |
| 6 | 0.009702 | 5.82% | NO CUMPLE |



| Modelo HA - Muros de ascensor, Muros Exteriores y columnas vigas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.00101 | 0.61% | CUMPLE |
| 2 | 0.001989 | 1.19% | CUMPLE |
| 3 | 0.002562 | 1.54% | CUMPLE |
| 4 | 0.003239 | 1.94% | CUMPLE |
| 5 | 0.003186 | 1.91% | CUMPLE |
| 6 | 0.00911 | 5.47% | NO CUMPLE |

Figura 78. Derivas elásticas e inelásticas después de la calibración del cortante basal

de la carga espectral

Existen algunos cambios en los valores de las derivas, al calibrar el cortante basal de la carga espectral en X y Y no se mantiene en el rango de 2%.

Tabla 56. Resumen de las derivas elásticas e inelásticas.

| Derivas | Derivas Elásticas | Derivas Inelásticas % | Derivas Maxima Permitida (2%) |
|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------|
| Sismo Estático X | 0.010497 | 6.30% | NO CUMPLE |
| Sismo Estático Y | 0.011391 | 6.83% | NO CUMPLE |
| Espectro SX | 0.009298 | 5.58% | NO CUMPLE |
| Espectro SY | 0.009272 | 5.56% | NO CUMPLE |

Fuente: Propia

4.2.6 Irregularidad torsional

De acuerdo con la norma (NEC) cuando es mayor a al 20%, 1.20 se tiene irregularidad con un coeficiente de 0.9, sin embargo, al ser una estructura irregular hay la posibilidad de tenerlas, por lo que este modelo no está cumpliendo.

Tabla 57. Irregularidad torsional en el sexto piso X.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-X |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sx me | 1.25 | 18.2 | Si existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sx me | 1.08 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sx me | 1.08 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sx me | 1.08 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sx me | 1.08 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sx me | 1.08 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sx me | 0 | 0 | |

Fuente: Propia

Tabla 58. Irregularidad torsional en el sexto piso Y.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-Y |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sy me | 1.48 | 18.2 | Si existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sy me | 1.18 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sy me | 1.17 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sy me | 1.18 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sy me | 1.18 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sy me | 1.16 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sy me | 0.00 | 0 | |

Fuente: Propia

4.3 Análisis de resultado de Tercer modelo

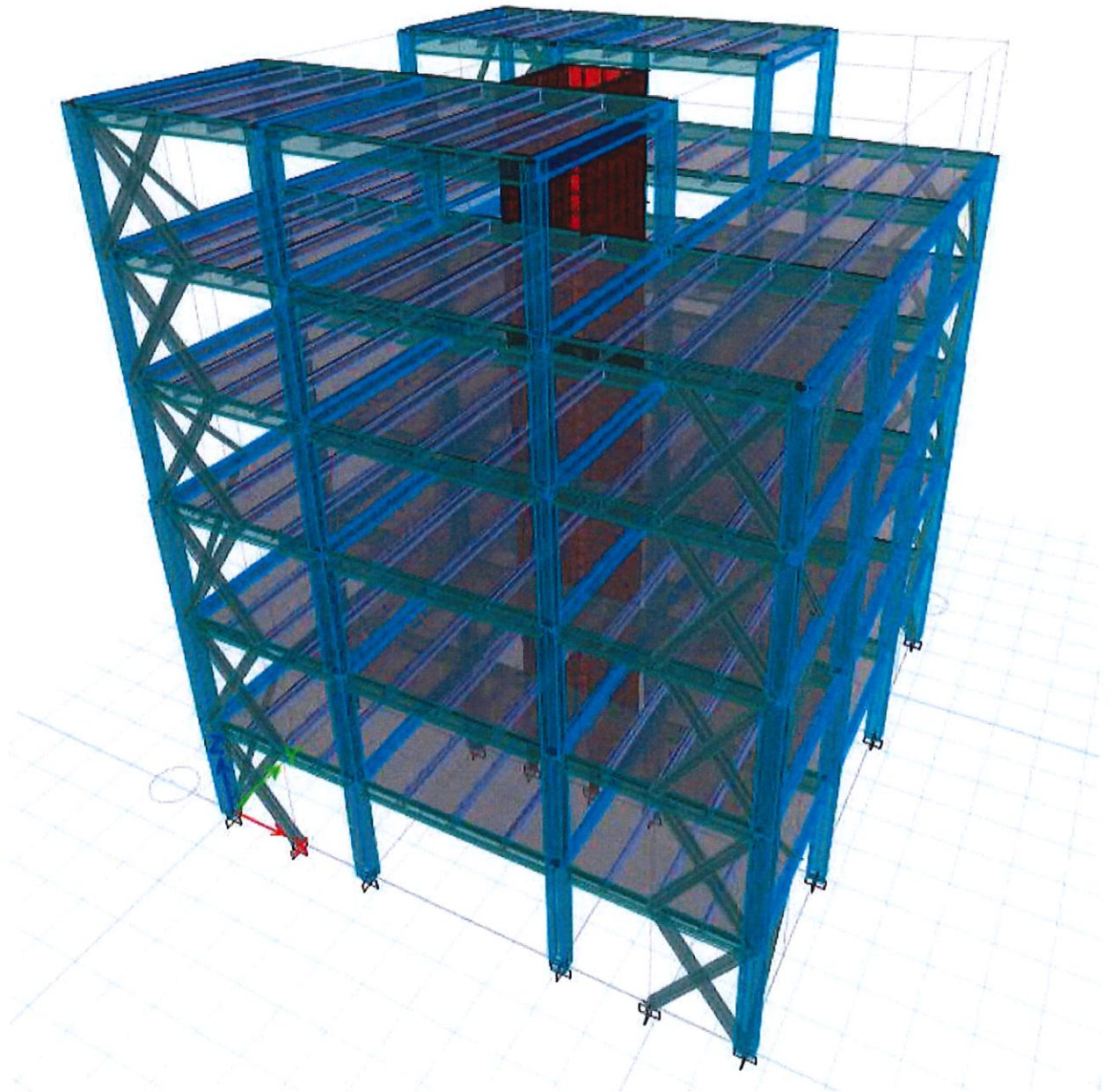


Figura 79. Sistema estructural Arriostrado de Acero A588.

Fuente: Propia

4.3.1 Control de derivas modelo de acero A588

La NEC-2015 en el capítulo de PELIGRO SISMICO, sección 6.39, el “Control de Derivas de piso” en donde establece: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E < 2.00\%$$

Donde:

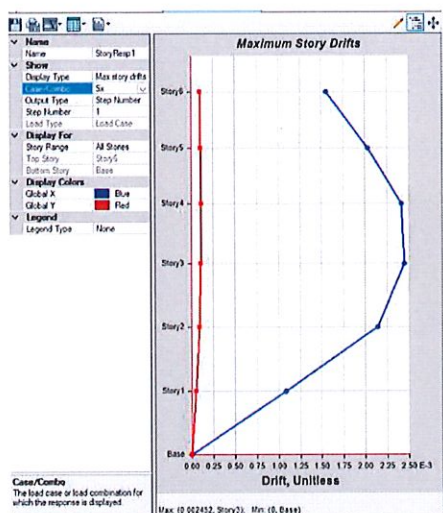
ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Deriva máxima en sentido “X”

Tabla 59. Deriva máxima en sentido “X”



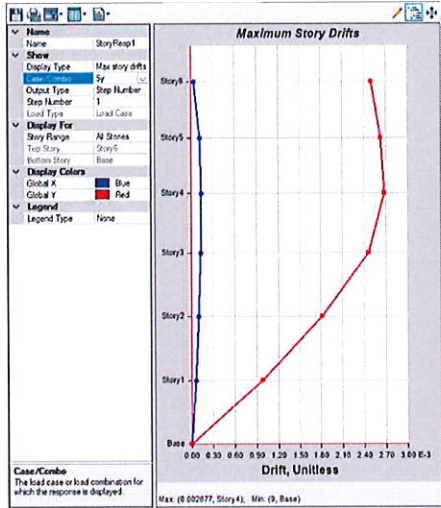
| Modelo A588- Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001086 | 0.65% | CUMPLE |
| 2 | 0.002143 | 1.29% | CUMPLE |
| 3 | 0.002452 | 1.47% | CUMPLE |
| 4 | 0.002415 | 1.45% | CUMPLE |
| 5 | 0.002036 | 1.22% | CUMPLE |
| 6 | 0.001554 | 0.93% | CUMPLE |

Figura 80. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sx.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y”

Tabla 60. Deriva máxima en sentido “Y”



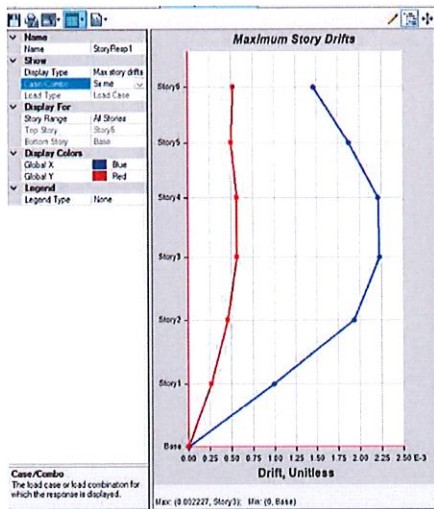
| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000979 | 0.59% | CUMPLE |
| 2 | 0.001812 | 1.09% | CUMPLE |
| 3 | 0.002456 | 1.47% | CUMPLE |
| 4 | 0.002677 | 1.61% | CUMPLE |
| 5 | 0.00263 | 1.58% | CUMPLE |
| 6 | 0.002498 | 1.50% | CUMPLE |

Figura 81. Derivas elásticas e inelásticas máximas estaticas Sy.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “X carga espectral”

Tabla 61. Deriva máxima en sentido “X carga espectral”



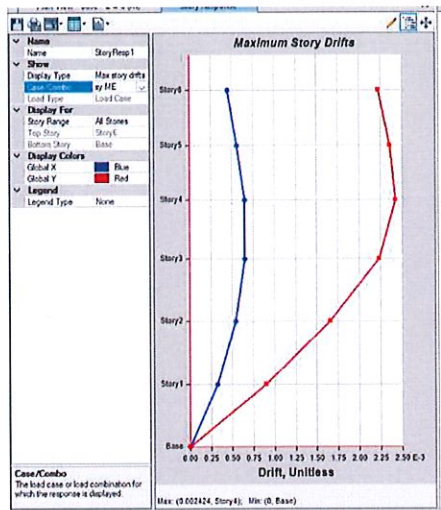
| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000994 | 0.60% | CUMPLE |
| 2 | 0.001933 | 1.16% | CUMPLE |
| 3 | 0.002227 | 1.34% | CUMPLE |
| 4 | 0.002205 | 1.32% | CUMPLE |
| 5 | 0.00187 | 1.12% | CUMPLE |
| 6 | 0.001239 | 0.74% | CUMPLE |

Figura 82. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”

Tabla 62. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”



| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000903 | 0.54% | CUMPLE |
| 2 | 0.001658 | 0.99% | CUMPLE |
| 3 | 0.002223 | 1.33% | CUMPLE |
| 4 | 0.002424 | 1.45% | CUMPLE |
| 5 | 0.002361 | 1.42% | CUMPLE |
| 6 | 0.00224 | 1.34% | CUMPLE |

Figura 83. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sy me.

Fuente: Propia

4.3.2 Periodos de vibración

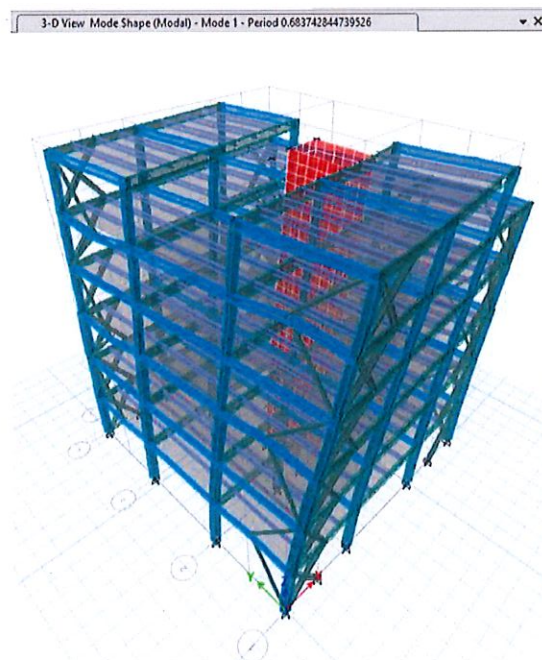


Figura 84. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - (T=0.6837 seg)

Fuente: Propia

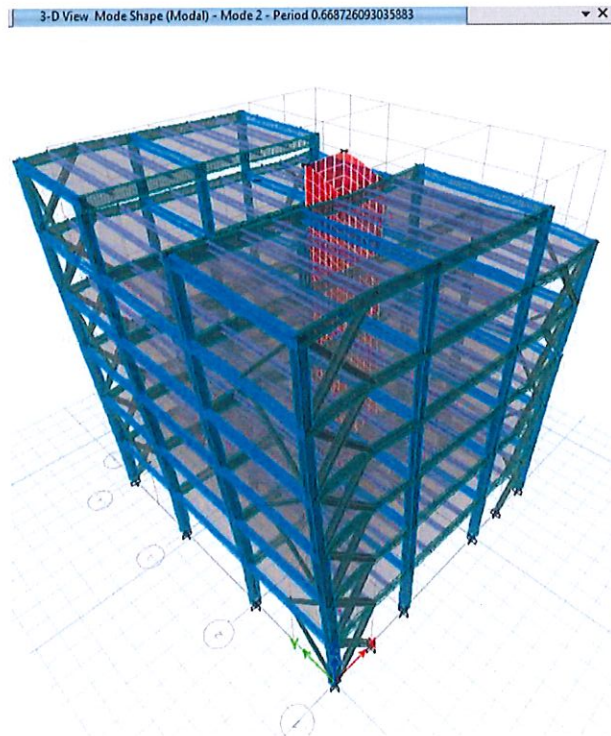


Figura 85. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - (T=0.6687 seg)

Fuente: Propia

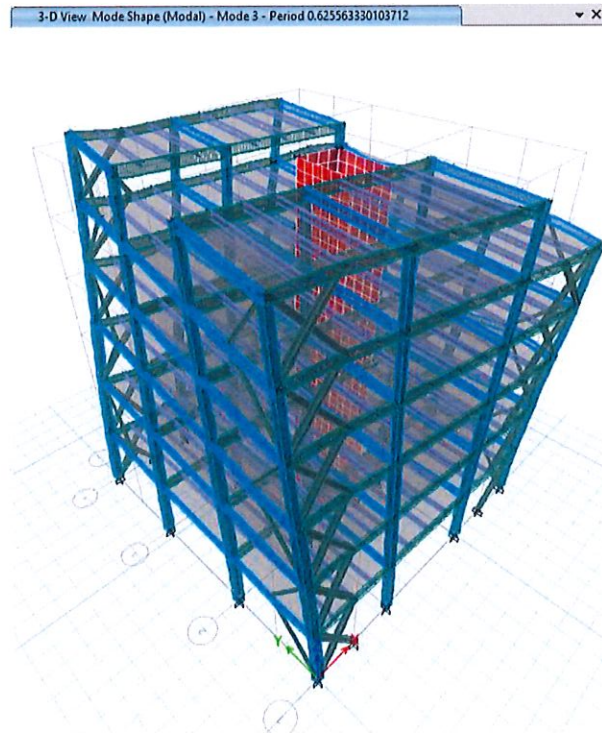


Figura 86. Tercer Modo de vibración – Rotación (T=0.6256 seg)

Fuente: Propia

Tabla 63. Resumen de periodos de vibración

| Modo de | Método 1 | Método 2 | % | CUMPLE |
|---------|----------|----------|--------|--------|
| 1 | 0.6432 | 0.6837 | 6.30% | Cumple |
| 2 | 0.6432 | 0.6687 | 3.96% | Cumple |
| 3 | 0.6432 | 0.6256 | -2.74% | Cumple |

Fuente: Propia

4.3.3 Participaciones de masas modales

En la tabla se muestra los modos utilizados para el análisis, como sus periodos y sus participaciones de masas obtenidos. Se observa hasta el modo 18 debido a que la norma (NEC) indica que se analizara hasta Sum Ux, Sum Uy y Sum Rz lleguen hasta el 90% de participación modal.

Tabla 64. Participaciones de masas modales

| Participating Mass Ratios | | | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
|---------------------------|------|---------------|-------------|-------------|----|--------|--------|-------|------------|-------------|-------------|--------|--------|--------|
| Case | Mode | Period sec | | | | | | | | | | | | |
| Modal | 1 | 0.684 | 0.0985 | 0.4641 | 0 | 0.0985 | 0.4641 | 0 | 0.2351 | 0.0386 | 0.1356 | 0.2351 | 0.0386 | 0.1356 |
| Modal | 2 | 0.669 | 0.5544 | 0.1452 | 0 | 0.6529 | 0.6093 | 0 | 0.0659 | 0.2173 | 0.0117 | 0.3011 | 0.2559 | 0.1473 |
| Modal | 3 | 0.626 | 0.0653 | 0.075 | 0 | 0.7182 | 0.6843 | 0 | 0.0233 | 0.0255 | 0.5859 | 0.3244 | 0.2814 | 0.7331 |
| Modal | 4 | 0.209 | 0.1465 | 0 | 0 | 0.8647 | 0.6843 | 0 | 0 | 0.4069 | 0.00004472 | 0.3244 | 0.6883 | 0.7332 |
| Modal | 5 | 0.178 | 0.00002379 | 0.0085 | 0 | 0.8647 | 0.6928 | 0 | 0.0151 | 0.0001 | 0.1545 | 0.3395 | 0.6883 | 0.8877 |
| Modal | 6 | 0.151 | 0.000001743 | 0.2028 | 0 | 0.8647 | 0.8955 | 0 | 0.3833 | 9.265E-07 | 0.0079 | 0.7228 | 0.6883 | 0.8956 |
| Modal | 7 | 0.118 | 0.0072 | 0.00001132 | 0 | 0.8718 | 0.8955 | 0 | 0.00002391 | 0.0015 | 0.00004996 | 0.7228 | 0.6899 | 0.8956 |
| Modal | 8 | 0.109 | 0.0666 | 0 | 0 | 0.9384 | 0.8955 | 0 | 7.268E-07 | 0.1385 | 0 | 0.7228 | 0.8283 | 0.8956 |
| Modal | 9 | 0.092 | 6.148E-07 | 0.0024 | 0 | 0.9384 | 0.8979 | 0 | 0.0049 | 0 | 0.057 | 0.7277 | 0.8283 | 0.9526 |
| Modal | 10 | 0.074 | 0.000004629 | 0.0675 | 0 | 0.9384 | 0.9654 | 0 | 0.1648 | 0.000007939 | 0.001 | 0.8925 | 0.8283 | 0.9536 |
| Modal | 11 | 0.072 | 0.0335 | 0.000004406 | 0 | 0.9719 | 0.9654 | 0 | 0.00001075 | 0.0956 | 0 | 0.8925 | 0.9239 | 0.9536 |
| Modal | 12 | 0.054 | 0.000002277 | 0.00001534 | 0 | 0.9719 | 0.9654 | 0 | 0.00003042 | 0.000003157 | 0.0267 | 0.8925 | 0.9239 | 0.9802 |
| Modal | 13 | 0.051 | 0.000002282 | 0.0267 | 0 | 0.9719 | 0.9921 | 0 | 0.082 | 0.000008328 | 0.0003 | 0.9746 | 0.924 | 0.9805 |
| Modal | 14 | 0.051 | 0.0152 | 0.000007214 | 0 | 0.9871 | 0.9921 | 0 | 0.00002251 | 0.0424 | 0.000001933 | 0.9746 | 0.9663 | 0.9805 |
| Modal | 15 | 0.043 | 0.0001 | 0.0022 | 0 | 0.9871 | 0.9943 | 0 | 0.007 | 0.0001 | 0.0082 | 0.9816 | 0.9664 | 0.9887 |
| Modal | 16 | 0.042 | 0.0038 | 0.0000484 | 0 | 0.991 | 0.9943 | 0 | 0.0002 | 0.0075 | 0.000005283 | 0.9817 | 0.9739 | 0.9887 |
| Modal | 17 | 0.041 | 0.0000172 | 0.0015 | 0 | 0.991 | 0.9958 | 0 | 0.0046 | 0.00003448 | 0.0073 | 0.9863 | 0.9739 | 0.9961 |
| Modal | 18 | 0.039 | 0.0029 | 0 | 0 | 0.9939 | 0.9958 | 0 | 0 | 0.0081 | 5.615E-07 | 0.9863 | 0.982 | 0.9961 |

Fuente: Propia

Como resultados obtenidos, podemos comprobar que no existe rotación, porque si sigue la regla de orden, UX RZ como traslación y UY y rotación, además se puede observar que la edificación desde el tercer piso ya llega al 90%, es decir, capturan la mayor parte de la respuesta de la estructura del comportamiento dinámico.

4.3.4 Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

La (NEC, 2015) nos dice que: El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: • < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares) • < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Por lo que, debido a la geometría de nuestra estructura, debemos verificar que la relación no sea menor al 85%.

| Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|-------------|-------------|--------------|-------------|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Sx | LinStatic | Step By Step | 1 | -129.6964 | 0 | 0 | 0 | -1584.649 | 997.7398 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 2 | -129.6964 | 0 | 0 | 0 | -1584.649 | 1092.686 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 3 | -129.6964 | 0 | 0 | 0 | -1584.649 | 902.7937 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 1 | 0 | -129.6964 | 0 | 1584.649 | 0 | -904.5345 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 2 | 0 | -129.6964 | 0 | 1584.649 | 0 | -989.9836 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 3 | 0 | -129.6964 | 0 | 1584.649 | 0 | -819.0855 |
| Sx me | LinRespSpec | Max | | 106.3594 | 10.2269 | 0 | 129.5463 | 1294.0835 | 764.832 |
| sy ME | LinRespSpec | Max | | 10.5827 | 105.6905 | 0 | 1290.2555 | 132.4073 | 709.1445 |

Figura 87. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel.

Fuente: Propia

| Load Case/Com | FX tonf | FY tonf | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|------|---|
| SX | -129.6964 | 0 | | | |
| SY | 0 | -129.6964 | | | |
| ESPECX Max | 106.3594 | 10.2269 | 110.24194 | 1.04 | X |
| ESPECY Max | 10.5827 | 105.6905 | 110.24194 | 1.05 | Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | ≥ | 85% |
| Vest | | |

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido X | $\frac{106.36}{129.70}$ | = | 82% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido Y | $\frac{105.69}{129.70}$ | = | 81% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 88. Se ingresa estos valores y nos da los coeficientes para poder corregir el cortante.

Fuente: Propia

Ya que no cumple los valores del coeficiente, entonces calibraremos con los datos entregados por Excel y revisaremos los valores nuevamente derivas, participación de masas y regularidad torsional.

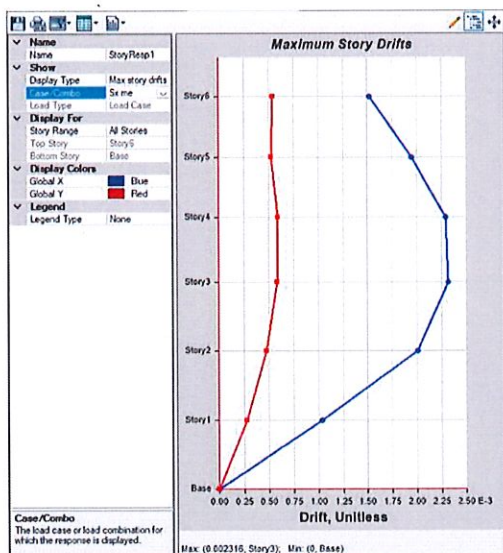
| Load Case/Com | FX | FY | | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|---|
| | tonf | tonf | | | | |
| SX | -129.6964 | 0 | | | | |
| SY | 0 | -129.6964 | | | | |
| ESPECX Max | 110.6138 | 10.636 | 110.24194 | | 1 | X |
| ESPECY Max | 11.1118 | 110.9751 | | 110.24194 | 1 | Y |

| | | | | |
|---|-------------------------|-----|-----|----|
| Vdin | | | | |
| Vest | ≥ | 85% | | |
| Sentido X | $\frac{110.61}{129.70}$ | = | 85% | OK |
| Sentido Y | $\frac{110.98}{129.70}$ | = | 86% | OK |
| El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático | | | | |

Figura 89. Calibración de cortante basal

4.3.5 Derivas después de la calibración del cortante basal

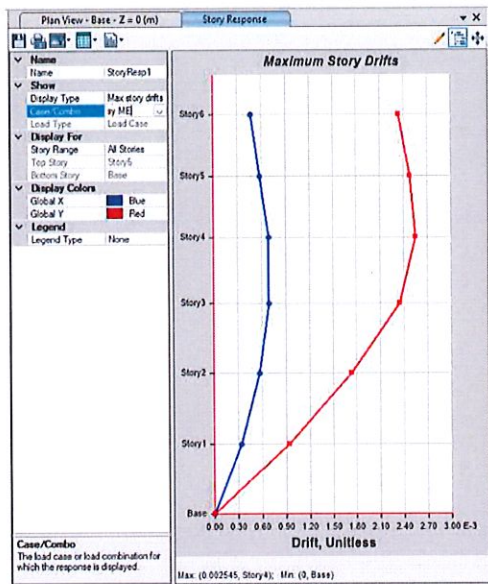
Tabla 65. Derivas después de la calibración del cortante basal



| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001034 | 0.62% | CUMPLE |
| 2 | 0.000201 | 0.12% | CUMPLE |
| 3 | 0.002316 | 1.39% | CUMPLE |
| 4 | 0.002293 | 1.38% | CUMPLE |
| 5 | 0.001945 | 1.17% | CUMPLE |
| 6 | 0.001518 | 0.91% | CUMPLE |

Figura 90. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me después de calibrar el cortante basal.

Fuente: Propia



| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000948 | 0.57% | CUMPLE |
| 2 | 0.001741 | 1.04% | CUMPLE |
| 3 | 0.002345 | 1.41% | CUMPLE |
| 4 | 0.002545 | 1.53% | CUMPLE |
| 5 | 0.002475 | 1.49% | CUMPLE |
| 6 | 0.002325 | 1.40% | CUMPLE |

Figura 91. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral S_y me después de calibrar el cortante basal.

Fuente: Propia

Existen algunos cambios en los valores de las derivas, al calibrar el cortante basal de la carga espectral en X y Y se mantiene en el rango de 2%.

Tabla 66. Resumen de resultados de derivas elásticas e inelásticas máximas del modelo.

| Derivas | Derivas Elasticas | Derivas Inelasticas % | Derivas Maxima Permitida (2%) |
|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------|
| Sismo Estatico X | 0.002452 | 1.47% | CUMPLE |
| Sismo Estatico Y | 0.002677 | 1.61% | CUMPLE |
| Espectro SX | 0.002316 | 1.39% | CUMPLE |
| Espectro SY | 0.002545 | 1.53% | CUMPLE |

Fuente: Propia

4.3.6 Irregularidad torsional

De acuerdo con la norma (NEC) cuando es mayor a 1.20 se tiene irregularidad con un coeficiente de 0.9, sin embargo, al ser una estructura regular no debería tener, por lo que este modelo está cumpliendo.

Tabla 67. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-X |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sx me | 1.13 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sx me | 1.12 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sx me | 1.12 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sx me | 1.11 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sx me | 1.11 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sx me | 1.12 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sx me | 0 | 0 | |

Fuente: Propia

Tabla 68. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-Y |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sy me | 1.09 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sy me | 1.10 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sy me | 1.11 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sy me | 1.12 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sy me | 1.13 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sy me | 1.13 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sy me | 0.00 | 0 | |

Fuente: Propia

4.4 Análisis de resultado de Cuarto modelo

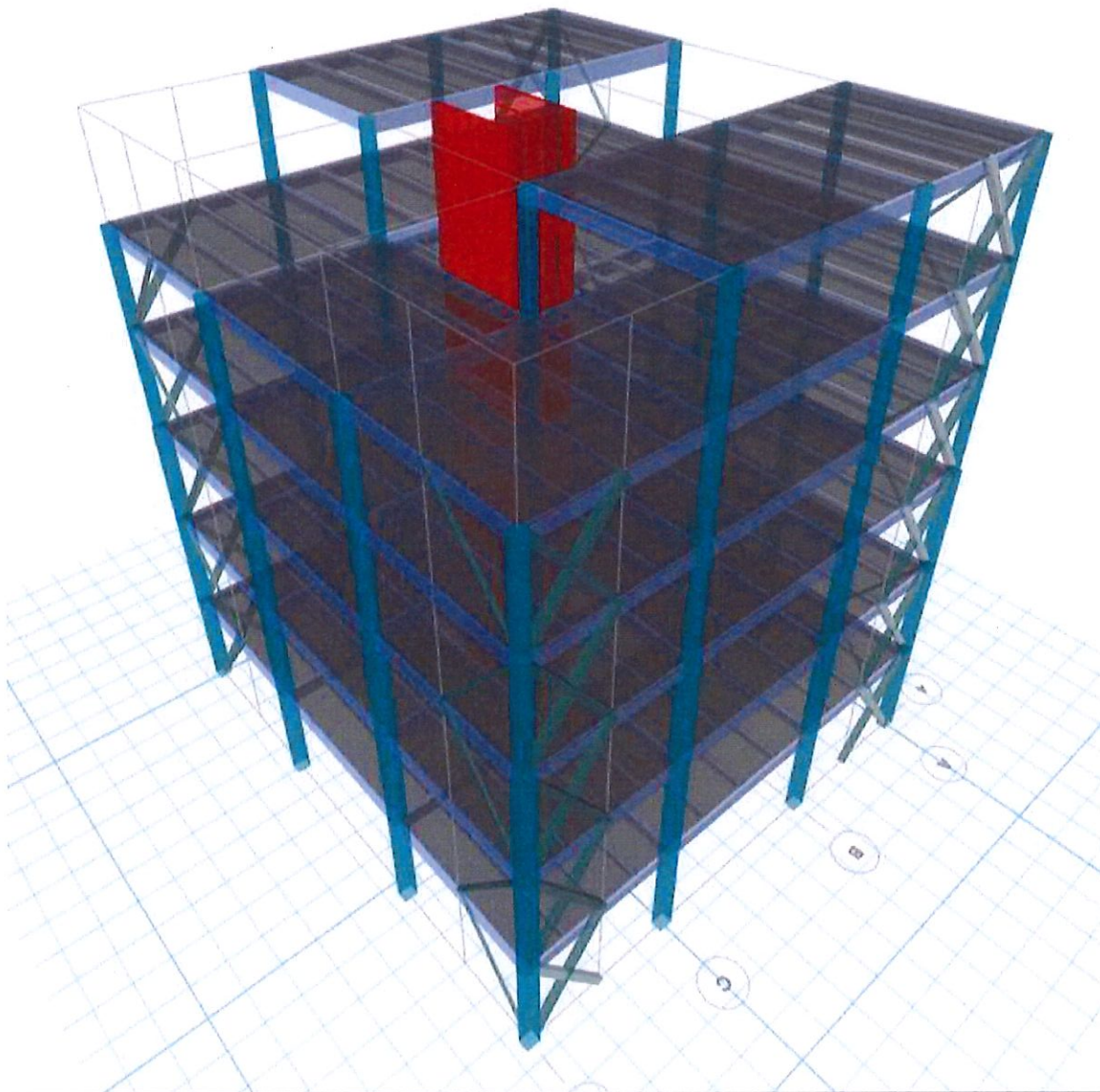


Figura 92. Sistema estructural Arriostrado de Acero A588.

Fuente: Propia

4.4.1 Control de derivas

La NEC-2015 en el capítulo de PELIGRO SISMICO, sección 6.39, el “Control de Derivas de piso” en donde establece: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E < 2.00\%$$

Donde:

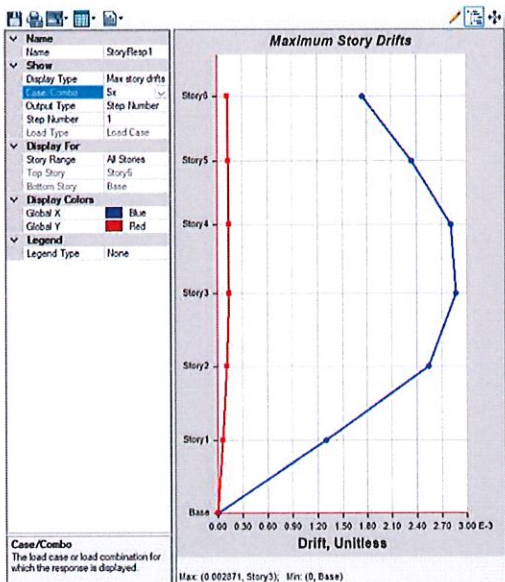
ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Deriva máxima en sentido “X”

Tabla 69. Deriva máxima en sentido “X”



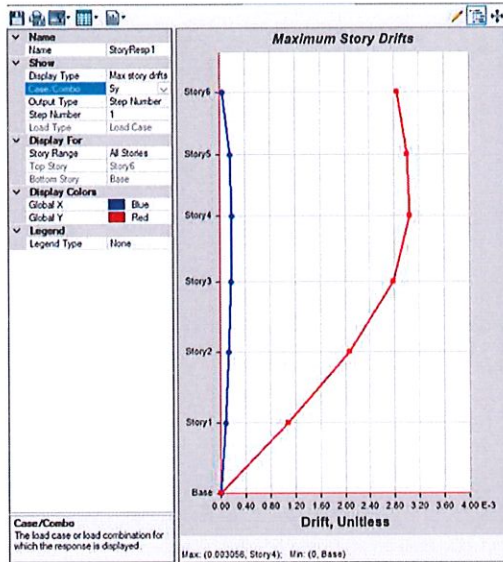
| Modelo A588- Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001086 | 0.65% | CUMPLE |
| 2 | 0.002143 | 1.29% | CUMPLE |
| 3 | 0.002452 | 1.47% | CUMPLE |
| 4 | 0.002415 | 1.45% | CUMPLE |
| 5 | 0.002036 | 1.22% | CUMPLE |
| 6 | 0.001554 | 0.93% | CUMPLE |

Figura 93. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sx.

Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y”

Tabla 70. Deriva máxima en sentido “Y”

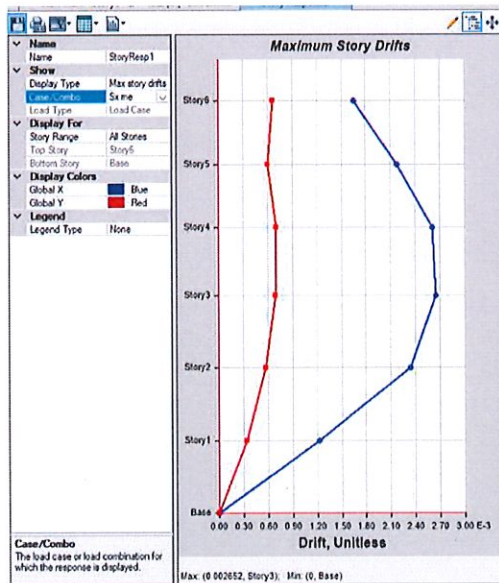


| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000979 | 0.59% | CUMPLE |
| 2 | 0.001812 | 1.09% | CUMPLE |
| 3 | 0.002456 | 1.47% | CUMPLE |
| 4 | 0.002677 | 1.61% | CUMPLE |
| 5 | 0.00263 | 1.58% | CUMPLE |
| 6 | 0.002498 | 1.50% | CUMPLE |

Figura 94. Derivas elásticas e inelásticas máximas estáticas Sy.
Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “X carga espectral”

Tabla 71. Deriva máxima en sentido “X carga espectral”

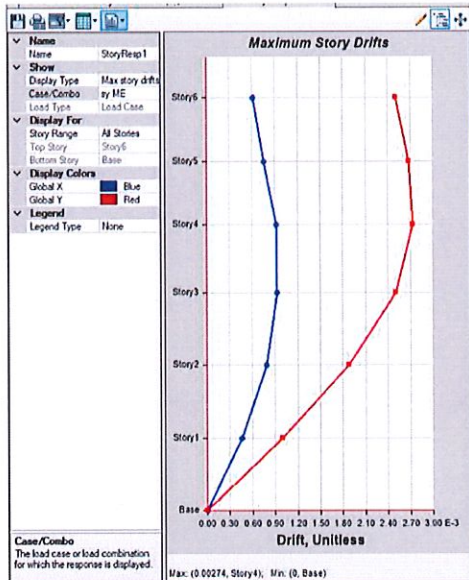


| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000994 | 0.60% | CUMPLE |
| 2 | 0.001933 | 1.16% | CUMPLE |
| 3 | 0.002227 | 1.34% | CUMPLE |
| 4 | 0.002205 | 1.32% | CUMPLE |
| 5 | 0.00187 | 1.12% | CUMPLE |
| 6 | 0.001239 | 0.74% | CUMPLE |

Figura 95. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sx me.
Fuente: Propia

Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”

Tabla 72. Deriva máxima en sentido “Y carga espectral”



| Modelo A588 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|---|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.000903 | 0.54% | CUMPLE |
| 2 | 0.001658 | 0.99% | CUMPLE |
| 3 | 0.002223 | 1.33% | CUMPLE |
| 4 | 0.002424 | 1.45% | CUMPLE |
| 5 | 0.002361 | 1.42% | CUMPLE |
| 6 | 0.00224 | 1.34% | CUMPLE |

Figura 96. Derivas elásticas e inelásticas máximas de la carga espectral Sy me.
Fuente: Propia

4.4.2 Periodos de vibración

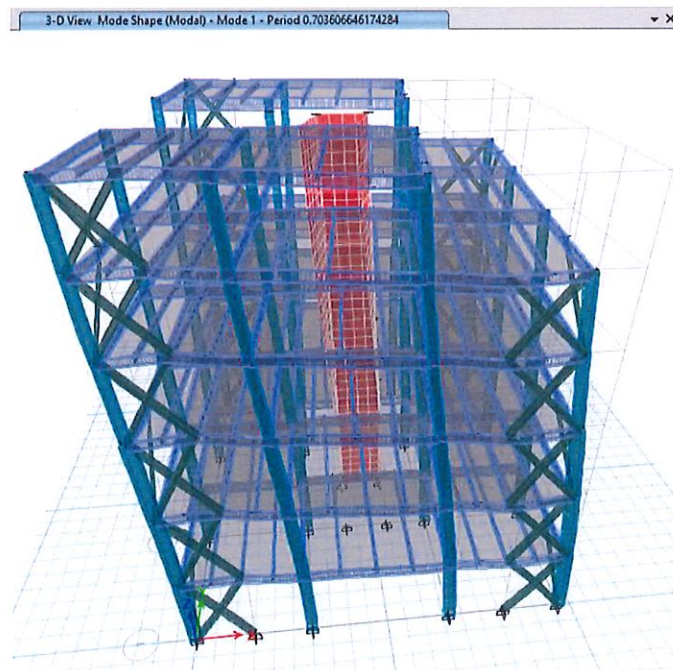


Figura 97. Primer modo de vibración - Traslación dirección x-x - ($T=0.7036$ seg)

Fuente: Propia

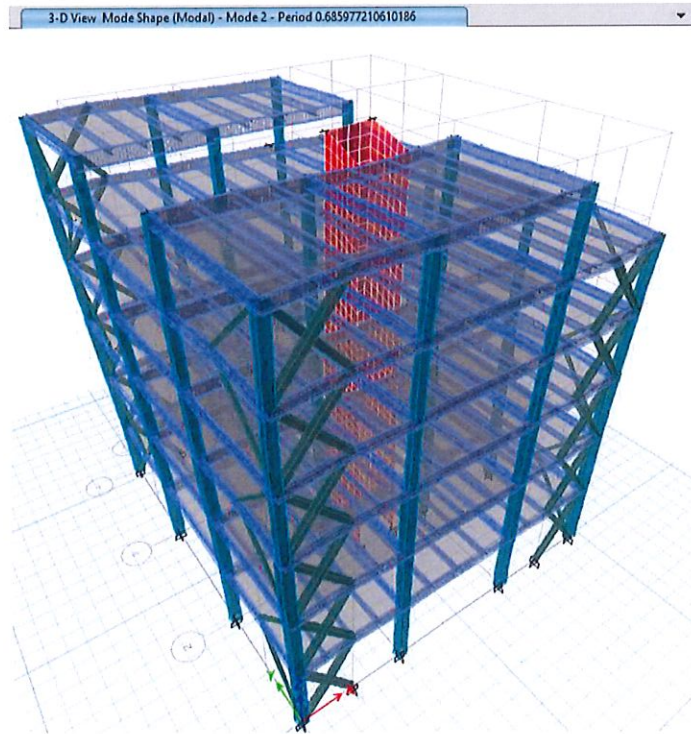


Figura 98. Segundo modo de vibración - Traslación dirección y-y - ($T=0.6860$ seg)

Fuente: Propia

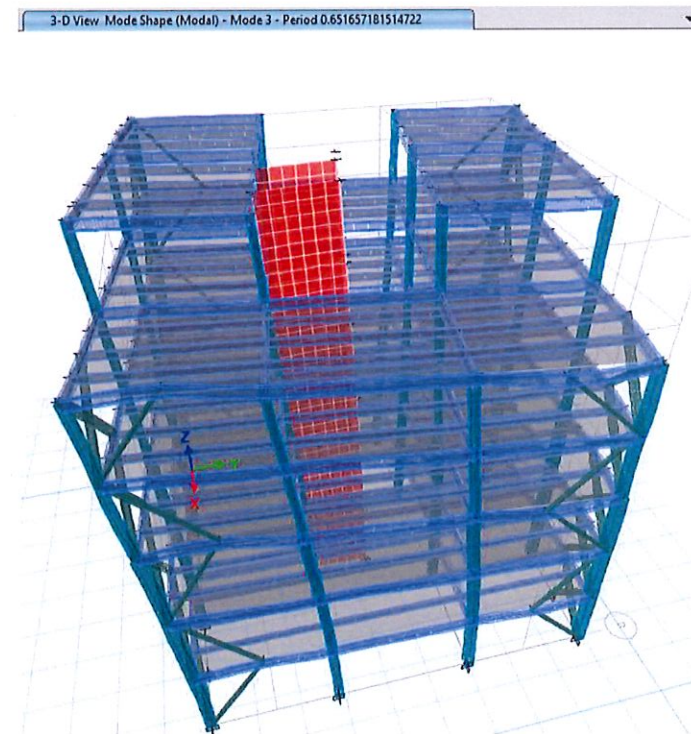


Figura 99. Tercer Modo de vibración – Rotación ($T=0.6517$ Seg)

Fuente: Propia

Tabla 73. Resumen de periodos de vibración

| Modo de | Método 1 | Método 2 | % | No Excedencia del 30% |
|---------|----------|----------|-------|-----------------------|
| 1 | 0.643245 | 0.704 | 9.45% | Cumple |
| 2 | 0.643245 | 0.686 | 6.65% | Cumple |
| 3 | 0.643245 | 0.652 | 1.36% | Cumple |

Fuente: Propia

Los periodos no exceden del 30% del método 1 a el método 2 establecido por NEC 2015.

4.4.3 Participaciones de masas modales

En la tabla se muestra los modos utilizados para el análisis, como sus periodos y sus participaciones de masas obtenidos. Se observa hasta el modo 18 debido a que la norma (NEC) indica que se analizara hasta Sum Ux, Sum Uy y Sum Rz lleguen hasta el 90% de participación modal.

Tabla 74. Participaciones de masas modales

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
|-------|------|---------------|----------|----------|----|--------|--------|-------|----------|-------------|-------------|--------|--------|--------|
| Modal | 1 | 0.704 | 0.2779 | 0.2135 | 0 | 0.2779 | 0.2135 | 0 | 0.1032 | 0.0912 | 0.2544 | 0.1032 | 0.0912 | 0.2544 |
| Modal | 2 | 0.686 | 0.2886 | 0.3363 | 0 | 0.667 | 0.5498 | 0 | 0.1431 | 0.1278 | 0.0084 | 0.2462 | 0.2189 | 0.2628 |
| Modal | 3 | 0.652 | 0.086 | 0.1623 | 0 | 0.753 | 0.7121 | 0 | 5.16E-02 | 0.0283 | 0.3104 | 0.2978 | 0.2472 | 0.7676 |
| Modal | 4 | 0.219 | 0.1297 | 0 | 0 | 0.8827 | 0.7121 | 0 | 5.95E-07 | 0.4423 | 0.00004905 | 0.2978 | 0.6895 | 0.7676 |
| Modal | 5 | 0.188 | 2.23E-05 | 0.0048 | 0 | 0.8827 | 0.7169 | 0 | 0.0096 | 0.0001 | 0.1378 | 0.3074 | 0.6896 | 0.9033 |
| Modal | 6 | 0.151 | 1.10E-06 | 0.1883 | 0 | 0.8827 | 0.9015 | 0 | 0.4065 | 0.00E+00 | 0.0045 | 0.7139 | 0.6896 | 0.9099 |
| Modal | 7 | 0.118 | 0.0095 | 8.93E-06 | 0 | 0.8922 | 0.9052 | 0 | 2.16E-05 | 0.0003 | 1.00E-04 | 0.7139 | 0.6899 | 0.91 |
| Modal | 8 | 0.114 | 0.0473 | 0 | 0 | 0.9196 | 0.9052 | 0 | 6.74E-07 | 0.1155 | 0 | 0.7139 | 0.8054 | 0.91 |
| Modal | 9 | 0.097 | 0 | 1.70E-03 | 0 | 0.9396 | 0.9069 | 0 | 3.80E-03 | 0.000001632 | 0.0456 | 0.7177 | 0.8054 | 0.9557 |
| Modal | 10 | 0.075 | 0.0274 | 3.55E-06 | 0 | 0.967 | 0.9069 | 0 | 9.72E-06 | 0.091 | 0.000001317 | 0.7178 | 0.8964 | 0.9557 |
| Modal | 11 | 0.072 | 6.63E-07 | 0.0535 | 0 | 0.967 | 0.9604 | 0 | 0.1455 | 0.000004959 | 0.0006 | 0.8632 | 0.8964 | 0.9563 |
| Modal | 12 | 0.057 | 6.27E-06 | 0.0001 | 0 | 0.967 | 0.9604 | 0 | 0.0003 | 0.00001215 | 0.0195 | 0.8635 | 0.8964 | 0.9757 |
| Modal | 13 | 0.053 | 0.017 | 0 | 0 | 0.9841 | 0.9604 | 0 | 0 | 0.0548 | 0.00000196 | 0.8635 | 0.9512 | 0.9758 |
| Modal | 14 | 0.049 | 9.91E-07 | 0.0237 | 0 | 0.9841 | 0.9841 | 0 | 0.0803 | 1.69E-06 | 0.0001 | 0.9439 | 0.9512 | 0.9759 |
| Modal | 15 | 0.044 | 7.26E-06 | 0.0018 | 0 | 0.9841 | 0.986 | 0 | 0.0065 | 0.00001371 | 0.0162 | 0.9504 | 0.9513 | 0.9921 |
| Modal | 16 | 0.043 | 0.0051 | 1.35E-06 | 0 | 0.9891 | 0.986 | 0 | 4.7E-06 | 0.0165 | 0 | 0.9504 | 0.9678 | 0.9921 |
| Modal | 17 | 0.042 | 0.0044 | 1.36E-05 | 0 | 0.9935 | 0.986 | 0 | 4.59E-05 | 0.0102 | 0.000003059 | 0.9504 | 0.978 | 0.9921 |
| Modal | 18 | 0.042 | 1.79E-05 | 0.0075 | 0 | 0.9935 | 0.9933 | 0 | 2.56E-02 | 0.0000451 | 0.0023 | 0.976 | 0.9781 | 0.9944 |

Fuente: Propia

Como resultados obtenidos, podemos observar que existe una falla traslacional porque en los dos periodos principales se mueven en el mismo sentidos **traslacional x-x**, además se puede observar que hay una rotación en el primer periodo, los valores son muy cercanos.

4.4.4 Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

La (NEC, 2015) nos dice que: El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: • < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares) • < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Por lo que, debido a la geometría de nuestra estructura, debemos verificar que la relación no sea menor al 85%.

| Output Case | Case Type | Step Type | Step Number | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|-------------|-------------|--------------|-------------|-----------|-----------|---------|-----------|------------|-----------|
| Sx | LinStatic | Step By Step | 1 | -121.8062 | 0 | 0 | 0 | -1507.7043 | 936.9186 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 2 | -121.8062 | 0 | 0 | 0 | -1507.7043 | 1025.996 |
| Sx | LinStatic | Step By Step | 3 | -121.8062 | 0 | 0 | 0 | -1507.7043 | 847.8412 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 1 | 0 | -121.8062 | 0 | 1507.7043 | 0 | -848.9121 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 2 | 0 | -121.8062 | 0 | 1507.7043 | 0 | -929.02 |
| Sy | LinStatic | Step By Step | 3 | 0 | -121.8062 | 0 | 1507.7043 | 0 | -768.8042 |
| Sx me | LinRespSpec | Max | | 103.0641 | 11.8307 | 0 | 152.8629 | 1271.29 | 754.6121 |
| sy ME | LinRespSpec | Max | | 12.2423 | 101.1121 | 0 | 1257.3657 | 154.0769 | 710.4051 |

Figura 100. Optamos por los valores de las reacciones y la calibramos en nuestro Excel.

| Load Case/Com | FX tonf | FY tonf | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|------|---|
| SX | -121.8062 | 0 | | | |
| SY | 0 | -121.8062 | | | |
| ESPECX Max | 103.0641 | 11.8307 | 103.53527 | 1.01 | X |
| ESPECY Max | 12.2423 | 101.1121 | 103.53527 | 1.03 | Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | ≥ | 85% |
| Vest | | |

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido X | $\frac{103.06}{121.81}$ | = | 85% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|
| Sentido Y | $\frac{101.11}{121.81}$ | = | 83% | rediseñar |
|-----------|-------------------------|---|-----|-----------|

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 101. Resultados de si se calibra el cortante basal
Fuente: Propia

Ya que no cumple los valores del coeficiente, entonces calibraremos con los datos entregados por Excel y revisaremos los valores nuevamente derivas, participación de masas y regularidad torsional.

| Load Case/Com | FX | FY | | | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----|
| | tonf | tonf | | | |
| SX | -129.6964 | 0 | | | |
| SY | 0 | -129.6964 | | | |
| ESPECX Max | 110.6138 | 10.636 | 110.24194 | | 1 X |
| ESPECY Max | 11.1118 | 110.9751 | | 110.24194 | 1 Y |

| | | |
|------|---|-----|
| Vdin | | |
| Vest | ≥ | 85% |

| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|
| Sentido X | $\frac{110.61}{129.70}$ | = | 85% | OK |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|

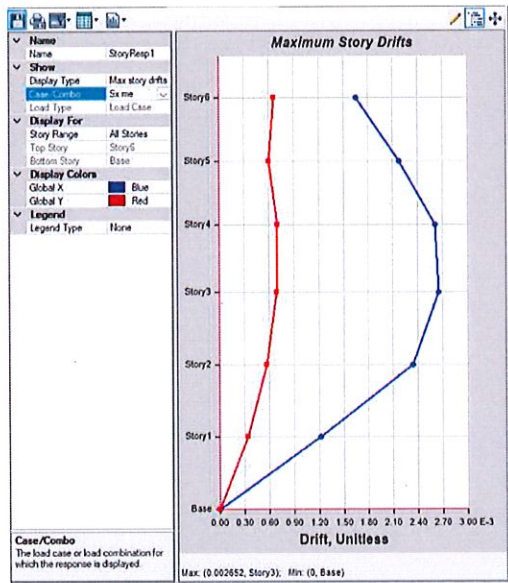
| | | | | |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|
| Sentido Y | $\frac{110.98}{129.70}$ | = | 86% | OK |
|-----------|-------------------------|---|-----|----|

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático

Figura 102. Calibración de cortante basal
Fuente: Propia

4.4.5 Derivas después de la calibración del cortante basal

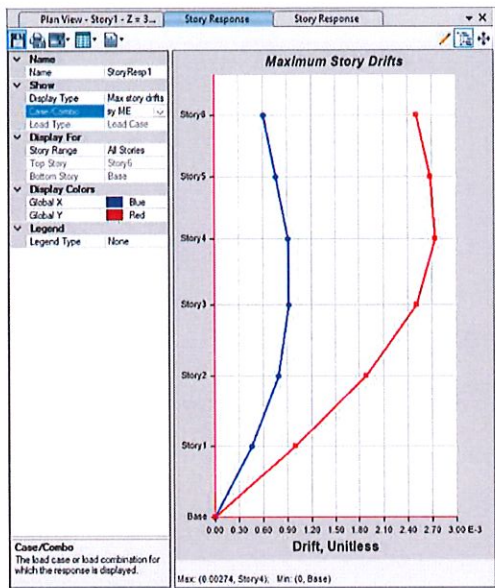
Tabla 75. Derivas después de la calibración del cortante basal



| Modelo A36 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.001657 | 0.99% | CUMPLE |
| 2 | 0.002172 | 1.30% | CUMPLE |
| 3 | 0.002607 | 1.56% | CUMPLE |
| 4 | 0.002652 | 1.59% | CUMPLE |
| 5 | 0.002336 | 1.40% | CUMPLE |
| 6 | 0.00122 | 0.73% | CUMPLE |

Figura 103. Derivas elásticas e inelásticas de la carga espectral después de la calibración del cortante basal.

Fuente: Propia



| Modelo A36 - Muros de ascensor y Diagonales columnas vigas metalicas | | | |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| Piso | Deriva elástica | Deriva Inelastica | Verificar |
| 1 | 0.002511 | 1.51% | CUMPLE |
| 2 | 0.002678 | 1.61% | CUMPLE |
| 3 | 0.00274 | 1.64% | CUMPLE |
| 4 | 0.002512 | 1.51% | CUMPLE |
| 5 | 0.001882 | 1.13% | CUMPLE |
| 6 | 0.001 | 0.60% | CUMPLE |

Figura 104. Derivas elásticas e inelásticas de la carga espectral después de la calibración del cortante basal.

Fuente: Propia

Existen algunos cambios en los valores de las derivas, al calibrar el cortante basal de la carga espectral en X y Y pero se mantiene en el rango de 2% descrita por la NEC2015.

Tabla 76 .Resumen de las derivas elásticas e inelásticas del cuarto modelo

| Derivas | Derivas Elásticas | Derivas Inelásticas % | Derivas Maxima Permitida (2%) |
|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------|
| Sismo Estatico X | 0.002871 | 1.72% | CUMPLE |
| Sismo Estatico Y | 0.003056 | 1.83% | CUMPLE |
| Espectro SX | 0.002679 | 1.61% | CUMPLE |
| Espectro SY | 0.002822 | 1.69% | CUMPLE |

Fuente: Propia

4.4.6 Irregularidad torsional

De acuerdo con la norma (NEC) cuando es mayor a 1.20 se tiene irregularidad con un coeficiente de 0.9, sin embargo, al ser una estructura regular no debería tener, por lo que este modelo está cumpliendo.

Tabla 77. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-X |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sx me | 1.11 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sx me | 1.10 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sx me | 1.10 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sx me | 1.09 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sx me | 1.09 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sx me | 1.09 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sx me | 0 | 0 | |

Fuente: Propia

Tabla 78. Irregularidad torsional, en este modelo no existe irregularidad torsional.

| Story | Output Case | Ratio | Max Loc Z | Validación Dir-Y |
|--------|-------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| | | | m | |
| Piso 6 | Sy me | 1.05 | 18.2 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 5 | Sy me | 1.07 | 15.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 4 | Sy me | 1.07 | 12.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 3 | Sy me | 1.08 | 9.6 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 2 | Sy me | 1.09 | 6.4 | No existe irregularidad torsional |
| Piso 1 | Sy me | 1.10 | 3.2 | No existe irregularidad torsional |
| Base | Sy me | 0.00 | 0 | |

Fuente: Propia

No existe falla por torsión.

4.5 Pesos de las estructuras

4.5.1 Peso del modelado estructura 1

Tabla 79. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural a porticado.

| #Piso | Sección | Material | Peso tonf | Área del piso m ² | Peso unitario tonf/m ² | |
|-------------------------------|---------------|-------------------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------------|-----|
| Piso 6 | Column | 210 kgf/cm ² | 11.2896 | 100 | 0.1129 | 12 |
| Piso 6 | Beam | 210 kgf/cm ² | 15.14688 | 100 | 0.1515 | 14 |
| Piso 6 | Wall | 210 kgf/cm ² | 6.5268 | 100 | 0.0653 | |
| Piso 6 | Floor | 210 kgf/cm ² | 31.5 | 100 | 0.315 | |
| Piso 5 | Column | 210 kgf/cm ² | 15.0528 | 194.5 | 0.0774 | 16 |
| Piso 5 | Beam | 210 kgf/cm ² | 25.96608 | 194.5 | 0.1335 | 24 |
| Piso 5 | Wall | 210 kgf/cm ² | 6.5268 | 194.5 | 0.0336 | |
| Piso 5 | Floor | 210 kgf/cm ² | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 4 | Column | 210 kgf/cm ² | 16.128 | 194.5 | 0.0829 | 16 |
| Piso 4 | Beam | 210 kgf/cm ² | 25.96608 | 194.5 | 0.1335 | 24 |
| Piso 4 | Wall | 210 kgf/cm ² | 6.993 | 194.5 | 0.036 | |
| Piso 4 | Floor | 210 kgf/cm ² | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 3 | Column | 210 kgf/cm ² | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 3 | Beam | 210 kgf/cm ² | 51.03 | 194.5 | 0.2624 | 24 |
| Piso 3 | Wall | 210 kgf/cm ² | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Piso 3 | Floor | 210 kgf/cm ² | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 2 | Column | 210 kgf/cm ² | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 2 | Beam | 210 kgf/cm ² | 51.03 | 194.5 | 0.2624 | 24 |
| Piso 2 | Wall | 210 kgf/cm ² | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Piso 2 | Floor | 210 kgf/cm ² | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 1 | Column | 210 kgf/cm ² | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 1 | Beam | 210 kgf/cm ² | 51.03 | 194.5 | 0.2624 | 24 |
| Piso 1 | Wall | 210 kgf/cm ² | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Piso 1 | Floor | 210 kgf/cm ² | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Total de Columnas | | 210 kgf/cm ² | 123.1104 | 1072.5 | 0.1148 | 92 |
| Total de Vigas | | 210 kgf/cm ² | 220.16904 | 1072.5 | 0.2053 | 134 |
| Total de Muros Ascenso | | 210 kgf/cm ² | 42.4242 | 1072.5 | 0.0396 | |
| Total de Pisos | | 210 kgf/cm ² | 337.8375 | 1072.5 | 0.315 | |
| Total | | 210 kgf/cm ² | 723.54114 | 1072.5 | 0.6746 | 226 |

Fuente: Propia

4.5.2 Peso del modelado estructura 2

Tabla 80. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural mixta a porticada con muros de corte.

| #Piso | Sección | Material | Peso tonf | Área del piso m ² | Peso unitario tonf/m ² | Numero de piezas |
|--------------------------------|----------|-------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------------|------------------|
| Piso 6 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 8.6436 | 100 | 0.0864 | 12 |
| Piso 6 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 15.31152 | 100 | 0.1531 | 14 |
| Piso 6 | Murod | 210 kgf/cm2 | 10.6428 | 100 | 0.1064 | |
| Piso 6 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 31.5 | 100 | 0.315 | |
| Piso 5 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 11.5248 | 194.5 | 0.0593 | 16 |
| Piso 5 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 26.24832 | 194.5 | 0.135 | 24 |
| Piso 5 | Muros | 210 kgf/cm2 | 14.7588 | 194.5 | 0.0759 | |
| Piso 5 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 4 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 12.348 | 194.5 | 0.0635 | 16 |
| Piso 4 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 26.24832 | 194.5 | 0.135 | 24 |
| Piso 4 | Muros | 210 kgf/cm2 | 15.813 | 194.5 | 0.0813 | |
| Piso 4 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 3 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 3 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 43.092 | 194.5 | 0.2216 | 24 |
| Piso 3 | Muros | 210 kgf/cm2 | 16.8672 | 194.5 | 0.0867 | |
| Piso 3 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 2 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 2 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 43.092 | 194.5 | 0.2216 | 24 |
| Piso 2 | Muros | 210 kgf/cm2 | 16.8672 | 194.5 | 0.0867 | |
| Piso 2 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| Piso 1 | Columnas | 210 kgf/cm2 | 26.88 | 194.5 | 0.1382 | 16 |
| Piso 1 | Vigas | 210 kgf/cm2 | 43.092 | 194.5 | 0.2216 | 24 |
| Piso 1 | Muros | 210 kgf/cm2 | 16.8672 | 194.5 | 0.0867 | |
| Piso 1 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 61.2675 | 194.5 | 0.315 | |
| <i>Total de Columnas</i> | | 210 kgf/cm2 | 124.1564 | 1072.5 | 0.1055 | 92 |
| <i>Total de Vigas</i> | | 210 kgf/cm2 | 197.08416 | 1072.5 | 0.1838 | 134 |
| <i>Total de Muros Ascensor</i> | | 210 kgf/cm2 | 91.8162 | 1072.5 | 0.0856 | |
| <i>Total de Pisos</i> | | 210 kgf/cm2 | 337.8375 | 1072.5 | 0.315 | |
| Total | | All | 750.89426 | 1072.5 | 0.6899 | 226 |

Fuente: Propia

4.5.3 Peso del modelado estructura 3

Tabla 81. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural arriostrada de acero A588.

| #Piso | Sección | Material | Peso tonf | Área del piso m ² | Peso unitario tonf/m ² | Numero de piezas |
|-------------------------------|--------------------------|-------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------------|------------------|
| Story6 | Columnas | A588 | 2.21136 | 100 | 0.0221 | 12 |
| Story6 | Vigas | A588 | 3.25466 | 100 | 0.0325 | 26 |
| Story6 | Contravientos Diagonales | A588 | 0.86647 | 100 | 0.0087 | 6 |
| Story6 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6.5268 | 100 | 0.0653 | |
| Story6 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 21 | 100 | 0.21 | |
| Story5 | Columnas | A588 | 2.94849 | 194.5 | 0.0152 | 16 |
| Story5 | Vigas | A588 | 5.89795 | 194.5 | 0.0303 | 48 |
| Story5 | Contravientos Diagonales | A588 | 1.73295 | 194.5 | 0.0089 | 12 |
| Story5 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6.5268 | 194.5 | 0.0336 | |
| Story5 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40.845 | 194.5 | 0.21 | |
| Story4 | Columnas | A588 | 3.15909 | 194.5 | 0.0162 | 16 |
| Story4 | Vigas | A588 | 5.89795 | 194.5 | 0.0303 | 48 |
| Story4 | Contravientos Diagonales | A588 | 1.80791 | 194.5 | 0.0093 | 12 |
| Story4 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6.993 | 194.5 | 0.036 | |
| Story4 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40.845 | 194.5 | 0.21 | |
| Story3 | Columnas | A588 | 5.62688 | 194.5 | 0.0289 | 16 |
| Story3 | Vigas | A588 | 5.83157 | 194.5 | 0.03 | 48 |
| Story3 | Contravientos Diagonales | A588 | 1.88474 | 194.5 | 0.0097 | 12 |
| Story3 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Story3 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40.845 | 194.5 | 0.21 | |
| Story2 | Columnas | A588 | 5.62688 | 194.5 | 0.0289 | 16 |
| Story2 | Vigas | A588 | 5.83157 | 194.5 | 0.03 | 48 |
| Story2 | Contravientos Diagonales | A588 | 1.88474 | 194.5 | 0.0097 | 12 |
| Story2 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Story2 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40.845 | 194.5 | 0.21 | |
| Story1 | Columnas | A588 | 5.62688 | 194.5 | 0.0289 | 16 |
| Story1 | Vigas | A588 | 5.83157 | 194.5 | 0.03 | 48 |
| Story1 | Contravientos Diagonales | A588 | 1.88474 | 194.5 | 0.0097 | 12 |
| Story1 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7.4592 | 194.5 | 0.0384 | |
| Story1 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40.845 | 194.5 | 0.21 | |
| Sum | Columnas | A588 | 25.19958 | 1072.5 | 0.0235 | 92 |
| Sum | Vigas | A588 | 32.54527 | 1072.5 | 0.0303 | 266 |
| Sum | Contravientos Diagonales | A588 | 10.06156 | 1072.5 | 0.0094 | 66 |
| Sum | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 42.4242 | 1072.5 | 0.0396 | |
| Sum | Pisos | 210 kgf/cm2 | 225.225 | 1072.5 | 0.21 | |
| Total | All | All | 335.45561 | 1072.5 | 0.3128 | 424 |
| Total solo Acero A588 | | | 67.80641 | | | |
| Total de Hormigon 210 kgf/cm2 | | | 267.6492 | | | |

Fuente: Propia

4.5.4 Peso del modelado estructura 4

Tabla 82. Pesos totales de la estructura, separados por cada elemento del sistema estructural arriostrada de acero A36.

| #Piso | Sección | Material | Peso tonf | Área del piso m ² | Peso unitario tonf/m ² | Numero de piezas |
|--------|--------------------------------------|-------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------------|------------------|
| Piso 6 | Columnas | A36 | 2211.1 | 100 | 22.11 | 12 |
| Piso 6 | Vigas | A36 | 3254.26 | 100 | 32.54 | 26 |
| Piso 6 | Contravientos Diagonales | A36 | 866.37 | 100 | 8.66 | 6 |
| Piso 6 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6526.8 | 100 | 65.27 | |
| Piso 6 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 21000 | 100 | 210 | |
| Piso 5 | Columnas | A36 | 2948.13 | 194.5 | 15.16 | 16 |
| Piso 5 | Vigas | A36 | 5897.23 | 194.5 | 30.32 | 48 |
| Piso 5 | Contravientos Diagonales | A36 | 1732.74 | 194.5 | 8.91 | 12 |
| Piso 5 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6526.8 | 194.5 | 33.56 | |
| Piso 5 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40845 | 194.5 | 210 | |
| Piso 4 | Columnas | A36 | 3158.71 | 194.5 | 16.24 | 16 |
| Piso 4 | Vigas | A36 | 5897.23 | 194.5 | 30.32 | 48 |
| Piso 4 | Contravientos Diagonales | A36 | 1807.69 | 194.5 | 9.29 | 12 |
| Piso 4 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 6993 | 194.5 | 35.95 | |
| Piso 4 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40845 | 194.5 | 210 | |
| Piso 3 | Columnas | A36 | 5626.2 | 194.5 | 28.93 | 16 |
| Piso 3 | Vigas | A36 | 5830.86 | 194.5 | 29.98 | 48 |
| Piso 3 | Contravientos Diagonales | A36 | 1884.51 | 194.5 | 9.69 | 12 |
| Piso 3 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7459.2 | 194.5 | 38.35 | |
| Piso 3 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40845 | 194.5 | 210 | |
| Piso 2 | Columnas | A36 | 5626.2 | 194.5 | 28.93 | 16 |
| Piso 2 | Vigas | A36 | 5830.86 | 194.5 | 29.98 | 48 |
| Piso 2 | Contravientos Diagonales | A36 | 1884.51 | 194.5 | 9.69 | 12 |
| Piso 2 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7459.2 | 194.5 | 38.35 | |
| Piso 2 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40845 | 194.5 | 210 | |
| Piso 1 | Columnas | A36 | 5626.2 | 194.5 | 28.93 | 16 |
| Piso 1 | Vigas | A36 | 5830.86 | 194.5 | 29.98 | 48 |
| Piso 1 | Contravientos Diagonales | A36 | 1884.51 | 194.5 | 9.69 | 12 |
| Piso 1 | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 7459.2 | 194.5 | 38.35 | |
| Piso 1 | Pisos | 210 kgf/cm2 | 40845 | 194.5 | 210 | |
| | Columnas | A36 | 25196.52 | 1072.5 | 23.49 | 92 |
| | Vigas | A36 | 32541.32 | 1072.5 | 30.34 | 266 |
| | Contravientos Diagonales | A36 | 10060.33 | 1072.5 | 9.38 | 66 |
| | Muros Ascensor | 210 kgf/cm2 | 42424.2 | 1072.5 | 39.56 | |
| | Pisos | 210 kgf/cm2 | 225225 | 1072.5 | 210 | |
| | Total | All | 335447.38 | 1072.5 | 312.77 | 424 |
| | Total solo Acero A36 | | 67798.17 | | | |
| | Total de Hormigon 210 kgf/cm2 | | 267649.2 | | | |

Fuente: Propia

4.6 Gráfica de esfuerzos de la estructura

4.6.1 Gráfica del Modelo 1

Gráfica del esfuerzo del cortante máximo

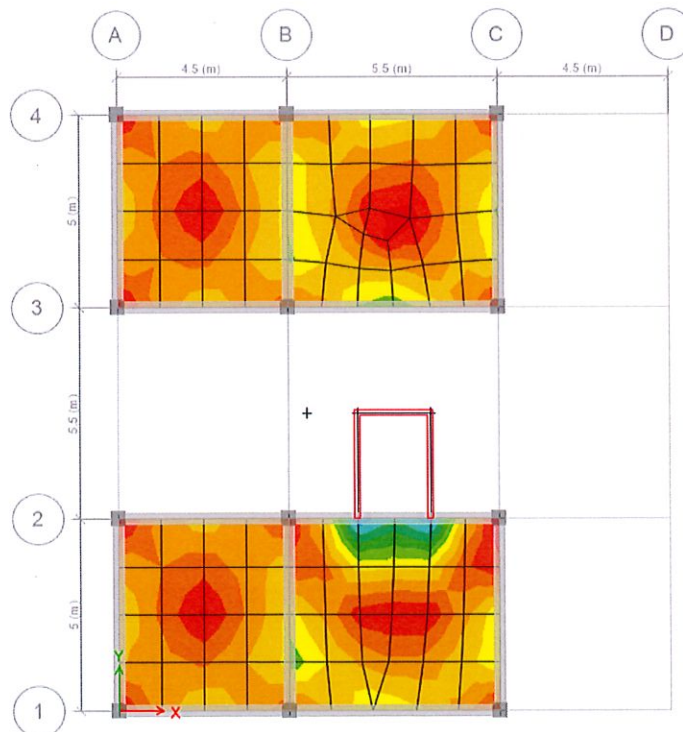
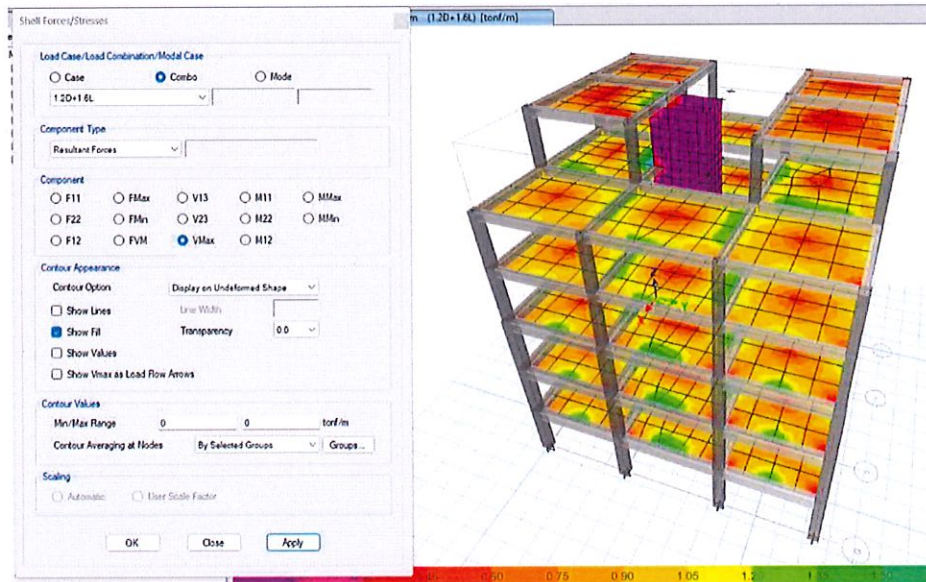


Figura 105. Gráfica del esfuerzo del cortante máximo

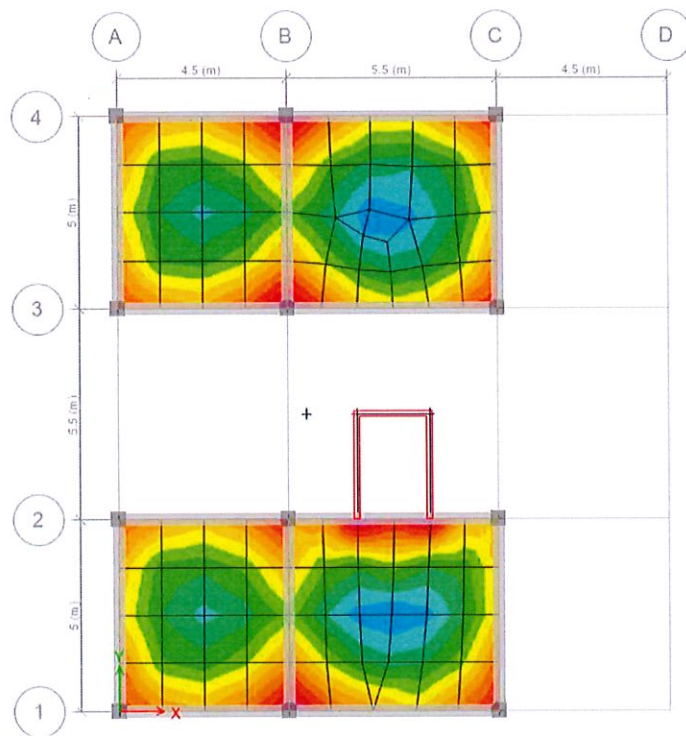
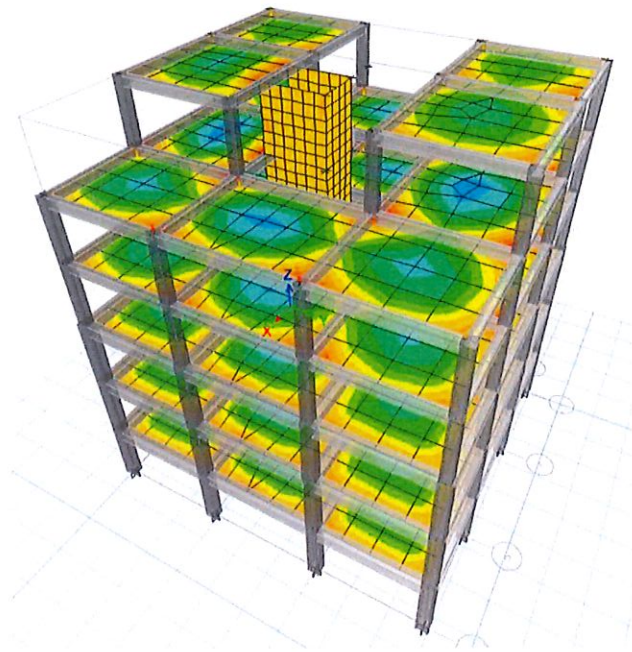


Figura 106. Grafica del esfuerzo del momento máximo.

4.6.2 Grafica del Modelo 2

Grafica del Esfuerzo del cortante máximo

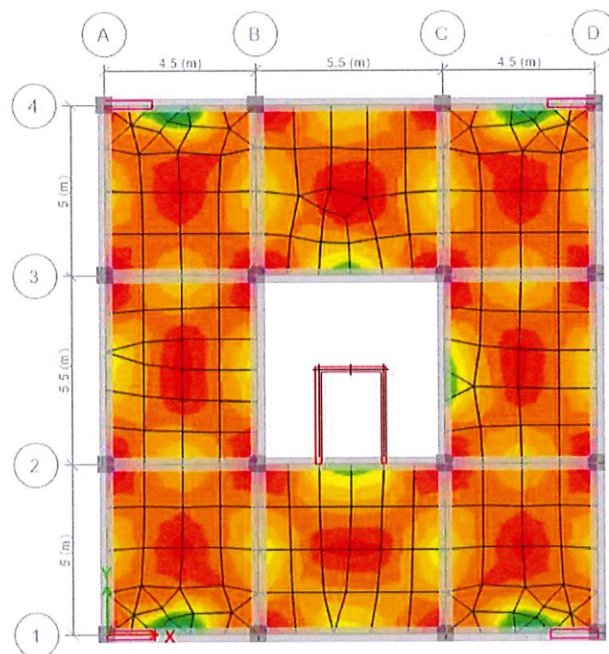
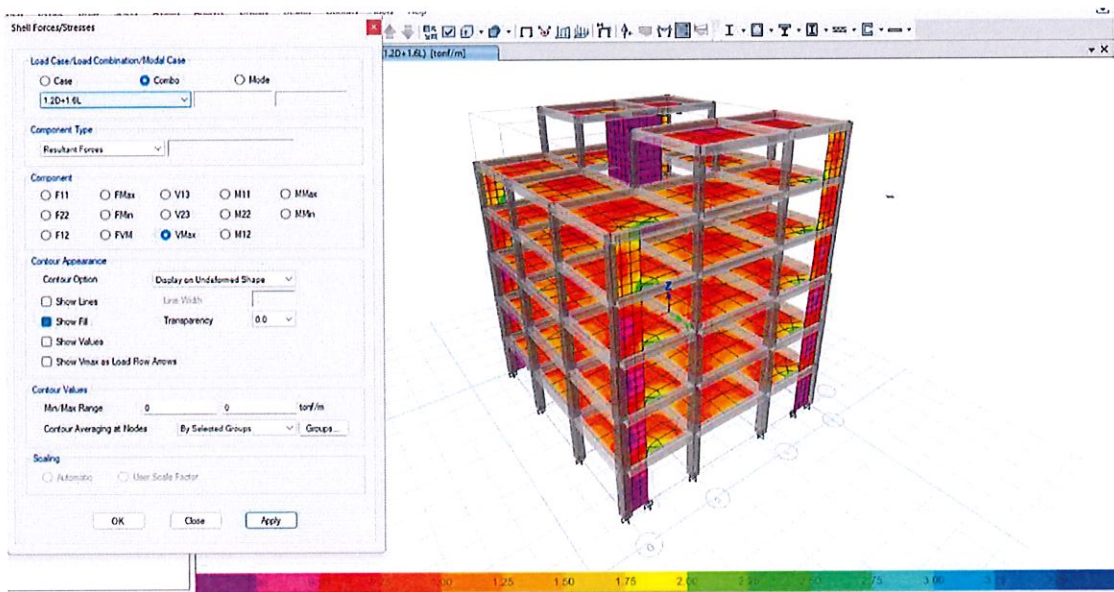


Figura 107. Gráfica del Esfuerzo del cortante máximo.

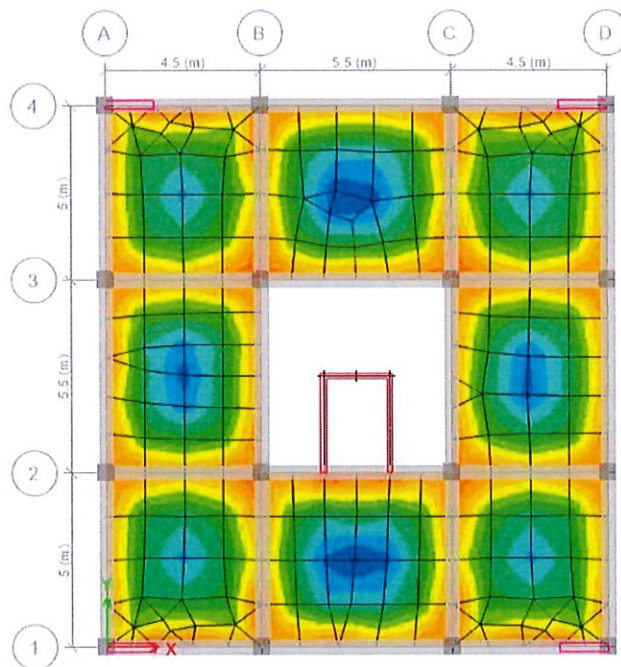
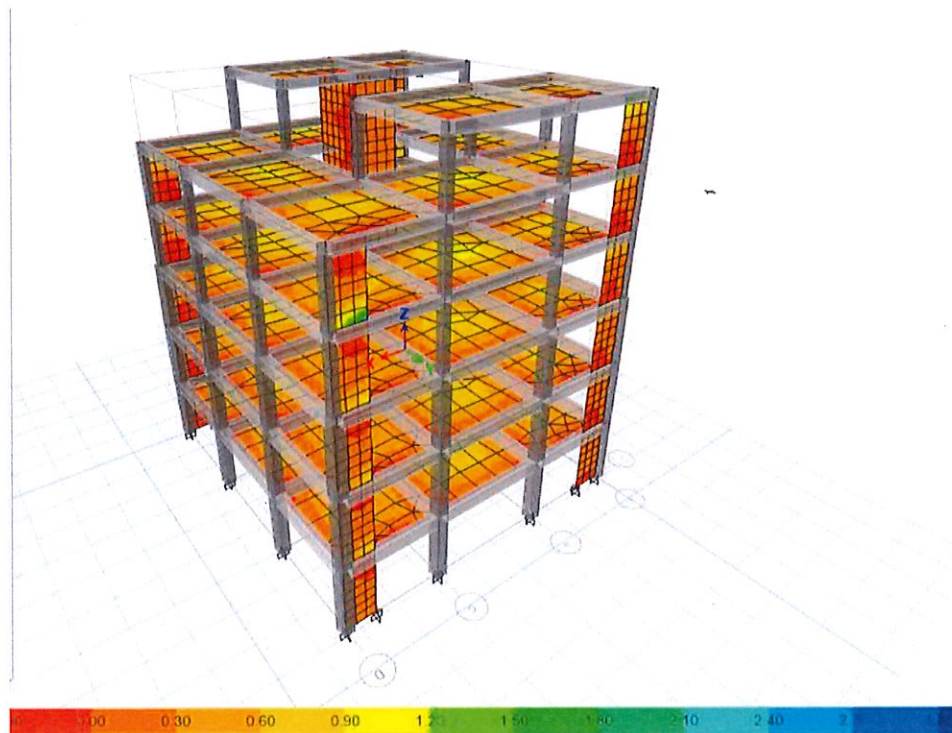


Figura 108. Grafica del esfuerzo del momento máximo.

4.6.3 Modelo 3

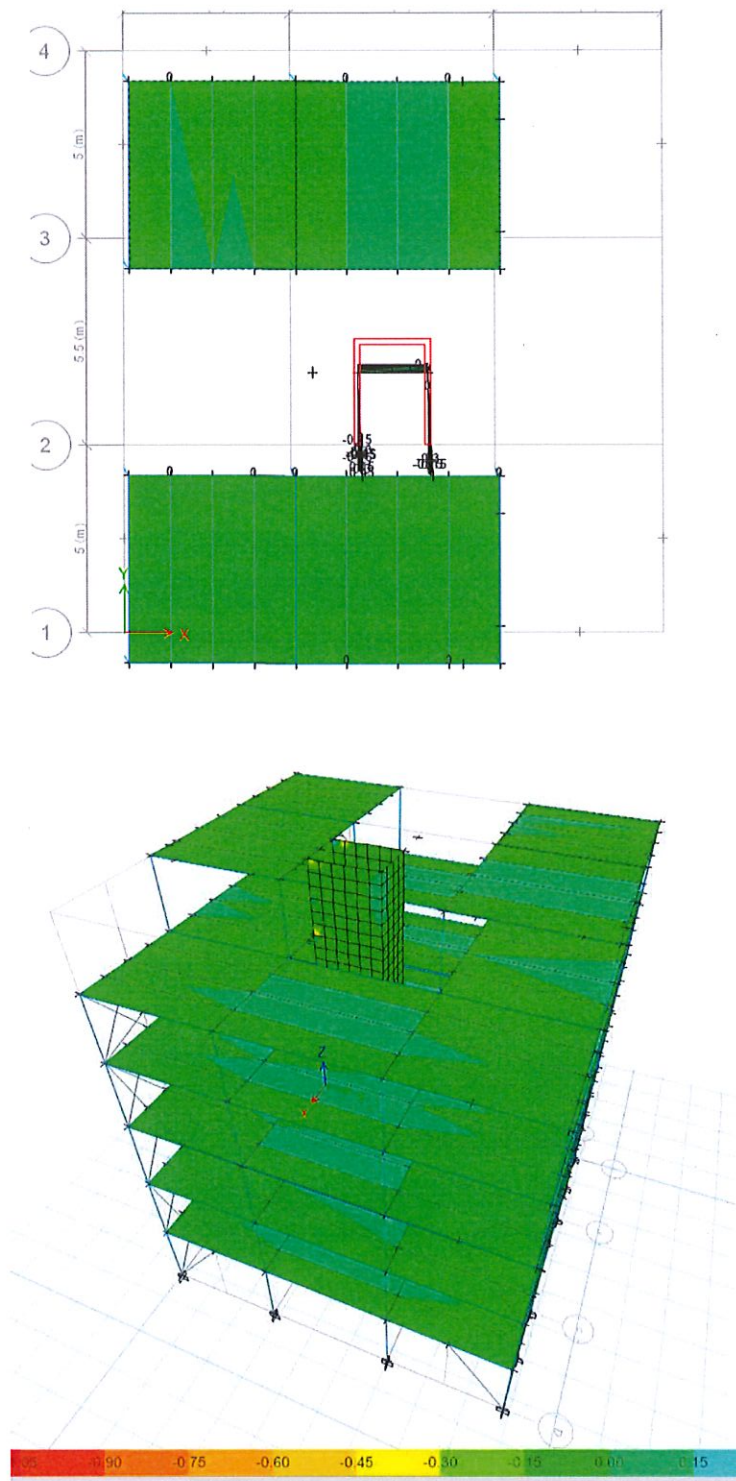


Figura 109. Esfuerzo de losa con vigas trapes metálicas de acero A588.

4.6.4 Modelo 4

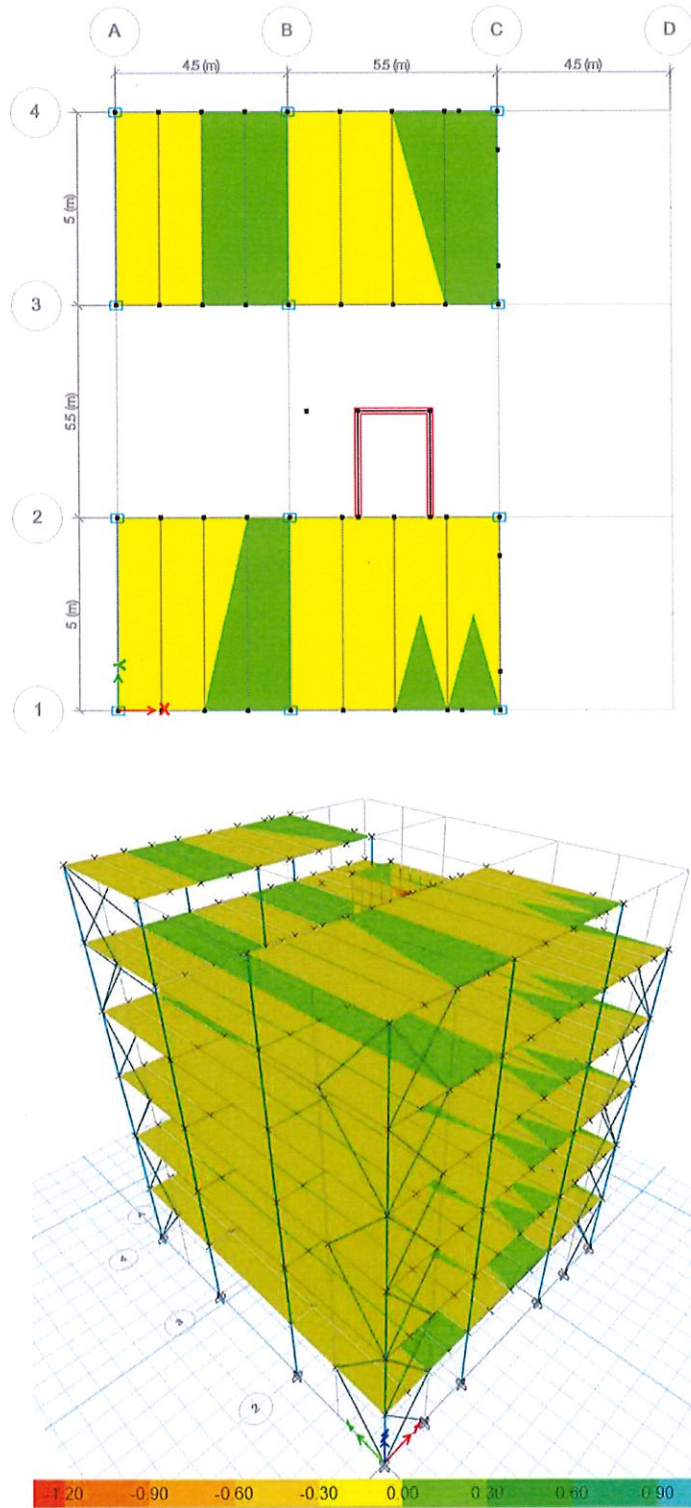


Figura 110. Esfuerzo de losa con vigas traves metálicas de acero A588.

4.7 Costos de los sistemas estructurales

Se realizará un cálculo aproximado del costo de cada sistema estructural, teniendo en cuenta los materiales utilizados, en los elementos, vigas columnas, losa, muros de cortes de hormigón armado y vigas, columnas riostras el acero, que son los principales insumos en este tipo de estructuras. Este análisis no se basará en un desglose detallado de cada componente, sino en una estimación general de los costos de los materiales, excluyendo los gastos asociados a la mano de obra, transporte u otros servicios adicionales. El objetivo es obtener una aproximación del costo total de los sistemas estructurales en función de los materiales necesarios para su construcción, sin entrar en un análisis minucioso de cada partida.

4.7.1 Costo del primer modelo de hormigón armado

Este sería el costo total de hormigón armado de 210 kg/cm² para el modelo uno a porticada por cada elemento utilizado, este hormigón armado incluye el transporte, además se le calculo mediante el peso de varilla mediante los valores que arroja etabs se puede aproximar que por cada m³ de hormigón hay 150 kg de varilla, dando un resultado de más de 68 mil dólares en varilla de refuerzo.

El ETABS nos arroja los pesos en Ton, de allí podemos partir encontrando el volumen total por cada elemento y sabemos que la densidad del hormigón es de 2.4 Ton/m³, se despeja y encontramos el total de hormigón que se necesita.

$$V = \frac{P}{\rho} = \frac{723.5114}{2.4} = 301.48 \text{ m}^3$$

Tabla 83. Costo total modelo 1

| Elementos | Peso en Hormigon | m3 | Precio de un m3 de hormigon | Precio Total |
|-----------------------|------------------|------------|-----------------------------|--------------|
| Columnas | 123.1104 | 51.296 | \$ 257.82 | \$ 13 225.13 |
| Vigas | 220.16904 | 91.7371 | \$ 257.82 | \$ 23 651.66 |
| Muros | 42.4242 | 17.67675 | \$ 257.82 | \$ 4 557.42 |
| Pisos | 337.8375 | 140.765625 | \$ 257.82 | \$ 36 292.19 |
| Total | 723.54114 | 301.475475 | \$ 257.82 | \$ 77 726.41 |
| Densidad del hormigon | 2.4 | | ton/m3 | |

Fuente: Propio

Un total de 150 mil dólares en hormigón armado y varilla de refuerzo.

4.7.2 Costo del segundo modelo de hormigón armado con muros estructurales

Este sería el costo total de hormigón armado de 210 kg/cm² para el modelo dos mixtos por cada elemento utilizado, este hormigón armado incluye el transporte y bomba además se le calculo mediante el peso de varilla mediante los valores que arroja etabs se puede aproximar que por cada m³ de hormigón hay 150 kg de varilla, dando un resultado aproximado de 80 mil dólares en varilla de refuerzo.

El ETABS nos arroja los pesos en Ton, de allí podemos partir encontrando el volumen total por cada elemento y sabemos que la densidad del hormigón es de 2.4 Ton/m³, se despeja y encontramos el total de hormigón que se necesita.

$$V = \frac{P}{\rho} = \frac{723.5114}{2.4} = 301.48 \text{ m}^3$$

Tabla 84. Costo total modelo 2

| Elementos | Peso en Hormigon | m3 | Precio de un m3 de hormigon | Precio Total |
|-----------------------|------------------|-------------|-----------------------------|--------------|
| Columnas | 124.1564 | 51.73183333 | \$ 257.82 | \$ 13 337.50 |
| Vigas | 197.08416 | 82.1184 | \$ 257.82 | \$ 21 171.77 |
| Muros | 91.8162 | 38.25675 | \$ 257.82 | \$ 9 863.36 |
| Pisos | 337.8375 | 140.765625 | \$ 257.82 | \$ 36 292.19 |
| Total | 750.89426 | 312.8726083 | \$ 257.82 | \$ 80 664.82 |
| Densidad del hormigon | 2.4 | | ton/m3 | |

Fuente: Propia

Un total de 160 mil dólares en hormigón armado y varilla de refuerzo.

4.7.3 Costo del Tercer modelo de Acero A588 con arriostramiento

Este sería el costo total del Acero A588 para el modelo arriostrado por cada elemento utilizado, este acero se comercializa en planchas de 4 mm hasta 22 m, además su materia prima es importada, aquí en Ecuador, Manta, no hay perfiles prefabricado por ende se creó nuevos perfiles del acero A588, los valores que arroja ETABS son pesos en Ton, se convierte en Kg

para poder un precio total en este caso los perfiles tipo C para columnas para soldarla dos perfiles C para conformar la columna tiene un valor de 38 mil dólares el total de 1500 kg de planchas, estos valores son propuesto por metal hierro, también pueden crear los perfiles basado al calculista pero supera el triple del costo, Además, se crea perfiles tipo Ipe 400 para las vigas, con un monto de 58 mil dólares y su arriostamiento de un monto de 15 mil dólares.

Por último, se asigna una aproximación de los valores de hormigón y de acero por las losas y el muro de ascensor dando un valor total de 155 mil dólares.

Tabla 85. Costo total modelo 3

| Elementos | Peso Ton | Kg o m3 | | \$ de 1 Kg | Precio Total |
|--------------------------|----------|-------------|--------|------------|---------------|
| Columnas | 25.19958 | 25199.58 | Kg | 1.518 | \$ 38 252.96 |
| Vigas Tipo Ipe400 | 32.54527 | 32545.27 | Kg | 1.8055 | \$ 58 760.48 |
| Contravientos Diagonales | 10.06156 | 10061.56 | Kg | 1.518 | \$ 15 273.45 |
| Muros Ascensor | 42.4242 | 17.67675 | m3 | \$ 257.82 | \$ 4 557.42 |
| Losas | 225.225 | 93.84375 | m3 | \$ 257.82 | \$ 24 194.80 |
| Total Acero | 67.80641 | 28.25267083 | Kg | \$ 237.82 | \$ 112 286.90 |
| Total de Hormigón | 267.6492 | 111.5205 | m3 | \$ 237.82 | \$ 28 752.22 |
| Varillas 20 mm | 12 m | 150 | Kg | \$ 45.83 | \$ 5 715.30 |
| Varillas de 12 mm | 12 m | 150 | Kg | \$ 17.80 | \$ 8 487.90 |
| Densidad del hormigon | | 2.4 | ton/m3 | Total | \$ 155 242.31 |

Fuente: Propia

4.7.4 Costo del Cuarto modelo de Acero A36 con arriostamiento

Este sería el costo total del Acero A36 para el modelo arriostado por cada elemento utilizado, aquí el personal de venta me recomendó comprar por plancha, ya que todas mis vigas son perfiles creado que no están en el catálogo de venta que no tiene mucha diferencia al precio del a588, además me mencionan que los perfiles prefabricados son importados y tienes un precio mayor. Por este caso se decide trabajar con los precios que nos mencionan dándonos un valor total para esta edificación de 155 mil dólares.

Tabla 86. Costo del cuarto modelo

| Elementos | Peso Ton | Kg o m3 | | \$ de 1 Kg | Precio Total |
|--------------------------|----------|-------------|--------|------------|---------------|
| Columnas | 25.19958 | 25199.58 | Kg | 1.518 | \$ 38 252.96 |
| Vigas Tipo Ipe400 | 32.54527 | 32545.27 | Kg | 1.8055 | \$ 58 760.48 |
| Contravientos Diagonales | 10.06156 | 10061.56 | Kg | 1.518 | \$ 15 273.45 |
| Muros Ascensor | 42.4242 | 17.67675 | m3 | \$ 257.82 | \$ 4 557.42 |
| Losas | 225.225 | 93.84375 | m3 | \$ 257.82 | \$ 24 194.80 |
| Total Acero | 67.80641 | 28.25267083 | Kg | \$ 237.82 | \$ 112 286.90 |
| Total de Hormigón | 267.6492 | 111.5205 | m3 | \$ 237.82 | \$ 28 752.22 |
| Varillas 20 mm | 12 m | 150 | Kg | \$ 45.83 | \$ 5 715.30 |
| Varillas de 12 mm | 12 m | 150 | Kg | \$ 17.80 | \$ 8 487.90 |
| Densidad del hormigon | | 2.4 | ton/m3 | Total | \$ 155 242.31 |

CONCLUSIONES

- Se estableció tres modelos estructurales, una estructura de hormigón armado a porticado, además se agregó un sistema con muros de corte o también llamados muros estructurales para poder rigidizar la planta inferior debidos a los problemas de torsión que presentaba la estructura de hormigona a porticado, todo esto debido uso de un modelo arquitectónico irregular en planta y elevación provocando una discontinuidad en la estructura de hormigón armado con muros de corte, siendo este un factor especial para la estructura de acero A588, ya que, este no presenta problema de discontinuidad cuando la estructura es arriostrada. Además, su límite elástico es más alto y permite diseños más eficientes, reduciendo el peso de las estructuras sin comprometer su capacidad de carga. También teniendo en cuenta su resistencia a la corrosión debido al lugar donde estará ubicado en zona costeras del Ecuador, gracias a la formación de una pátina protectora, prolonga la vida útil de las construcciones y reduce significativamente los costos de mantenimiento respecto a la estructura de acero A36.
- Dentro del análisis del riesgo sísmico en la zona del Ecuador, evaluando su impacto en los sistemas constructivos muestra que los tres edificios destinados a oficina tras la presentación del modelo arquitectónico, dos de estos modelos no cumplen con espectro de diseño sísmico elegida de la NEC 2015, son especialmente vulnerables debido a la posibilidad de resonancia con las frecuencias dominantes del movimiento sísmico provocando al edificios tiempos o periodos de vibración que exceden la normativa, todo estos debido a la elección de zonificación sísmica y tipo de suelo en una categoría baja.
- Al evaluar el desempeño estructural de la edificación representativa mediante los resultados arrojados del análisis lineal estático y dinámico, cabe destacar que el

predimensionamiento del sistema estructural de hormigón armado no cumplió al realizar el análisis estático y el análisis modal espectral, ya que las derivas resultó ser mayor al 2%, además, se tuvo irregularidad torsional en los dos primeros pisos debido al modelado de la estructura que incluyó las escaleras y el ascensor, por lo tanto, con el fin de reducir las derivas de entrepiso, el fallo de masas participante por no cumplir los dos primeros periodos sean traslacional y el tercero sea rotación lo que provoca la irregularidad torsional, a partir de aquí se empleó dos sistemas estructurales diferentes al a porticado, se decidió rigidizar la estructura, mediante el uso de muros especiales también conocido como muros de corte o estructurales siendo este nuestro segundo modelo. A raíz del rediseño se aseguró que la estructura sea resistente al sismos de la NEC 2015 para la estructura de muros de corte, dando como resultado la corrección de masas participante siendo traslacional los dos primeros periodos y cumplir la rotación en el tercer periodo, pero, el resultado del modelo arquitectónico presenta demasiadas irregularidades en su sexto piso, dando resultado a derivas de 5% siendo este mayor al límite propuesta a la NEC 2015, por ende resulto que la estructura falle también por irregularidad torsional en el sexto piso ya que, al utilizar muros de corte no puede haber discontinuidad ya que provoca solo rigidez en un eje. Por el contrario del sistema estructural arriostrada, el acero a588 tuvo un comportamiento eficaz a comparación de los resultados de los demás sistemas estructurales, las derivas llegan a un rango determinado de 1.5% a 1.70%, la participación de masa cumple la regla de la traslación y rotación y cumple el 90% de eficacia de la estructura en los primeros piso, sus esfuerzos son menores a comparación a las estructuras de hormigón y no existe irregularidad torsional, los periodos se mantienen en el rango menor a la excedencia del 30% que aplica la NEC haciéndola esta estructura una que mejor se acoplo a las irregularidades en

planta gracias a sus contraviento metálicos ya que, estos no necesitan seguir un continuidad como los muros de corte. Por último, la estructura arriostra de acero a36 es un espejismo del acero a588, todos los resultados se acoplan a la NEC 2015, pero existe un problema que la deja fuera de ser eficiente, las masas participantes sus periodos no se acoplan a ser traslacionales y rotacionales, ya que sus dos primero periodos son traslacionales en un mismo sentido u_x , y los valores de rotación están muy cercanos, haciendo esta estructura inestable con posible falla de torsión.

- Para concluir, se comparó sobre los costos de materiales de esta estructura, el sistema a porticado con muro en ascensor, tiene un costo de 150 mil incluyendo hormigón armado y una aproximación de varilla de refuerzo ya que, se llegó al análisis lineal, para el segundo modelo mixto con muros de corte para poder rigidizar la estructura a ser un espesor los muros de 25 cm se elevó su precio 160 mil dólares. Las estructuras metálicas arriostradas tienen un valor de 155 mil dólares aproximados incluyendo todos los perfiles de columnas y vigas, y las losas de hormigón armado y un aproximado de varilla de refuerzo, haciéndola una estructura eficaz y con un precio rentable para la capacidad demuestra. Basada en todos los anteriores análisis realizados y los criterios tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 se aseguró que la estructura metálica del acero a588 proporcione una resistencia a los elementos necesarias para que sea dúctil. Con este modelo, se logra crear un edificio sismorresistente en Manta que cumpla los criterios de calidad y seguridad.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que antes de cada obra que se vaya a construir se deberá realizar el estudio de suelo para así evitar problemas en la estructura.

Es importante que luego de haber hecho el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales se los verifique para que así se pueda evitar que estemos sobredimensionado o este muy cargados se deba aumentar la sección.

Es importante que se cumplan las normas tanto nacionales como internacionales para que así que se garantice la seguridad de los habitantes en dicha estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2014). *Código ACI 318-14*. Obtenido de Ecuación 22.4.2.2: <https://www.concrete.org/>
- ACI. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)*. Farmington Hills, MI 48331 : 38800 Country Club Drive .
- Álvarez, D. (10 de Noviembre de 2023). *Acero a36*. Obtenido de ¿Qué es? Tipos, usos y medidas.: <https://app.bibguru.com/p/9c7fdf5a-de96-4351-811c-ad941bd3fcc6>
- Arequipa, A. (21 de Marzo de 2022). *Construyendoseguro*. Obtenido de <https://www.construyendoseguro.com/muros-de-concreto-armado-en-viviendas-multifamiliares/>
- Casas, N. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. CDMX: gerdaucorsa.
- Cype. (15 de abril de 2023). *¿Cuáles son las diferencias entre análisis estático y dinámico?* Obtenido de Cype : <https://www.cype.pe/blog/cuales-son-las-diferencias-entre-analisis-estatico-y-dinamico/>
- Escuela Politecnica Nacional . (06 de Abril de 2017). *Bibdigital.epn*. Obtenido de Morfo-tectónica de la Península de Manta e Isla de La Plata y su relación con los procesos de subducción: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17203>
- GeotecFa. (20 de Noviembre de 2017). *Standard Penetration Test*. Obtenido de https://geotecniafacil.com/ensayo-de-penetracion-estandar-spt/#correccion_del_ensayo_de_penetracion_estandar_spt
- Gerdau Corsa. (1 de septiembre de 2020). *¿Qué son las estructuras de acero?* Obtenido de Gerdau Corsa: <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/que-son-las-estructuras-de-acero>

- Gerdau Corsa. (2020). *ACERO ASTM A588*. Obtenido de https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/Ficha-ASTM-A588_LR-min.pdf
- Gnee Steel. (2016). *Acero ASTM A36*. Obtenido de <https://www.gneesteel.com/es/products/steel-plate/carbon-steel/a36-steel.html>
- HandP. (22 de Noviembre de 2021). *Construyendo soluciones* . Obtenido de <https://pyhca.com/que-es-un-estudio-de-suelos-y-por-que-realizarlo/>
- Martinez, G. A. (2024). *DISCONTINUIDAD DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ*.
- Max Acero. (05 de Junio de 2023). *¿Qué es el Acero A36? Usos y Propiedades*. Obtenido de <https://maxacero.mx/blog/que-es-el-acero-a36-usos-y-propiedades/>
- NEC. (2015). *Habitatyvivienda*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- NEC. (6 de Enero de 2015). *NEC-SE-CG*. Obtenido de Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción): <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC - SE - DS)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUV.
- Osorio, J. (4 de enero de 2024). *360 en concreto*. Obtenido de Resistencia mecánica del concreto y resistencia a la compresión: <https://360enconcreto.com/blog/detalle/resistencia-mecanica-del-concreto-y-compresion/>
- Siddhi, R. (12 de Junio de 2023). *Ridhisiddhi*. Obtenido de <https://www.ridhisiddhi.net/astm-a588-steel-plate/>

Structuralia. (16 de Noviembre de 2020). Obtenido de Tipos de uniones estructurales mecánicas en ingeniería: <https://blog.structuralia.com/uniones>

Valencia, E. D. (10 de 2014 de Diciembre). *Habitatyvivienda*. Obtenido de Google: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

ANEXOS

5. Modelados y renders

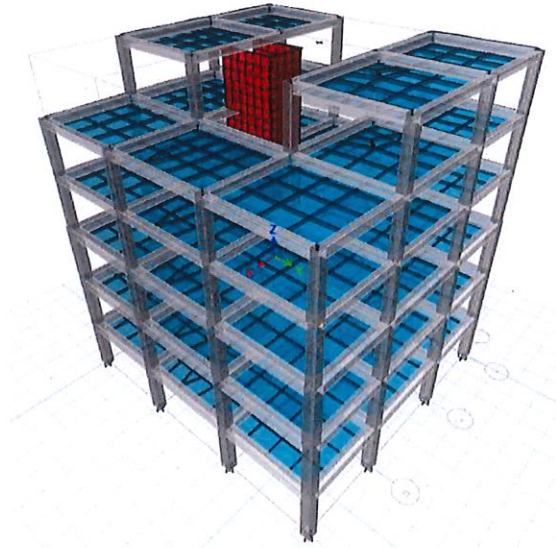


Figura 111. Modelado del sistema estructural de hormigón armado.

Fuente: ETABS.

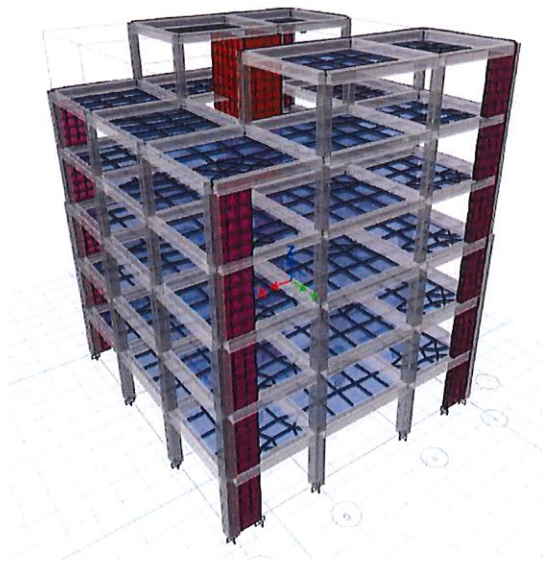


Figura 112. Modelado del sistema estructural de hormigón armado que incluye muros estructurales

Fuente: ETABS.

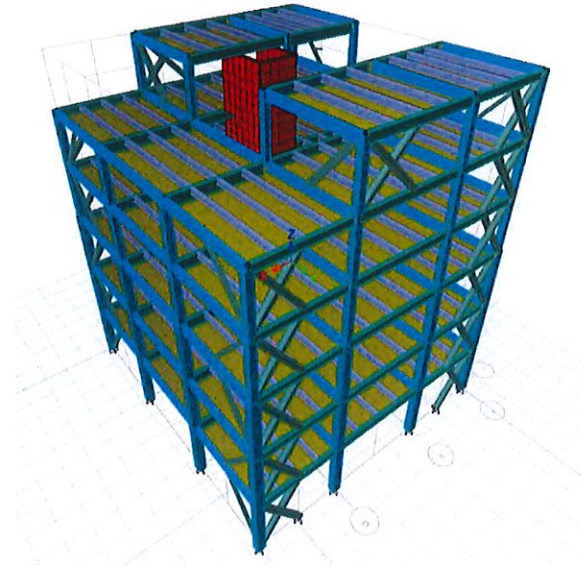


Figura 113. Modelado del sistema estructural de Acero A588
Fuente: ETABS.

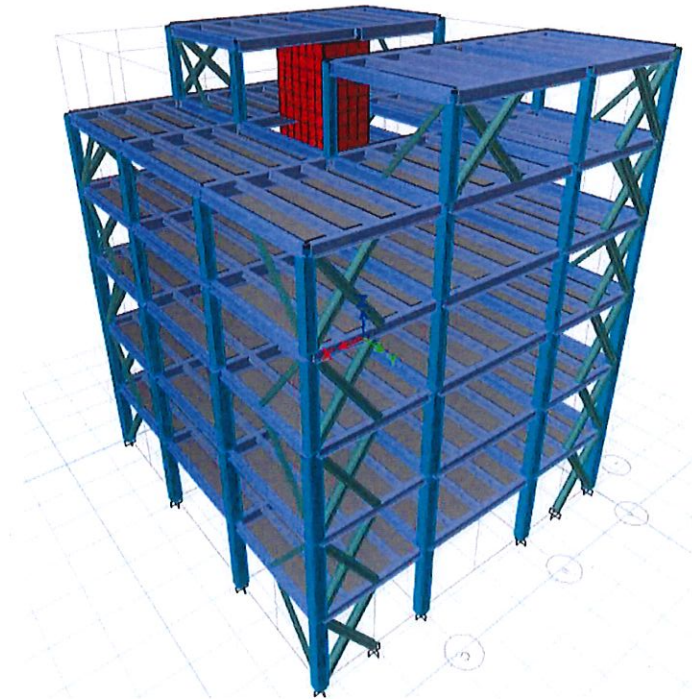


Figura 114. Modelado del sistema estructural de Acero A588
Fuente: ETABS.



Figura 115 . Vista 1 de render de la estructura a porticada de hormigón armado

Fuente: Propia



Figura 116. Vista 1 de render de la estructura a porticada de hormigón armado

Fuente: Propia



Figura 117. Vista 1 de render de la estructura del Acero A588 y del A36

Fuente: Propia



Figura 118. Vista 2 de render de la estructura del Acero A588 y del A36

Fuente: Propia



Figura 119. Vista 1 de render de la estructura de hormigón con muros de corte

Fuente: Propia



Figura 120. Vista superior del edificio para oficinas de la estructura de hormigón armado.

Fuente: Propia



Figura 121. Vista superior del edificio para oficinas de Acero A588 y A36

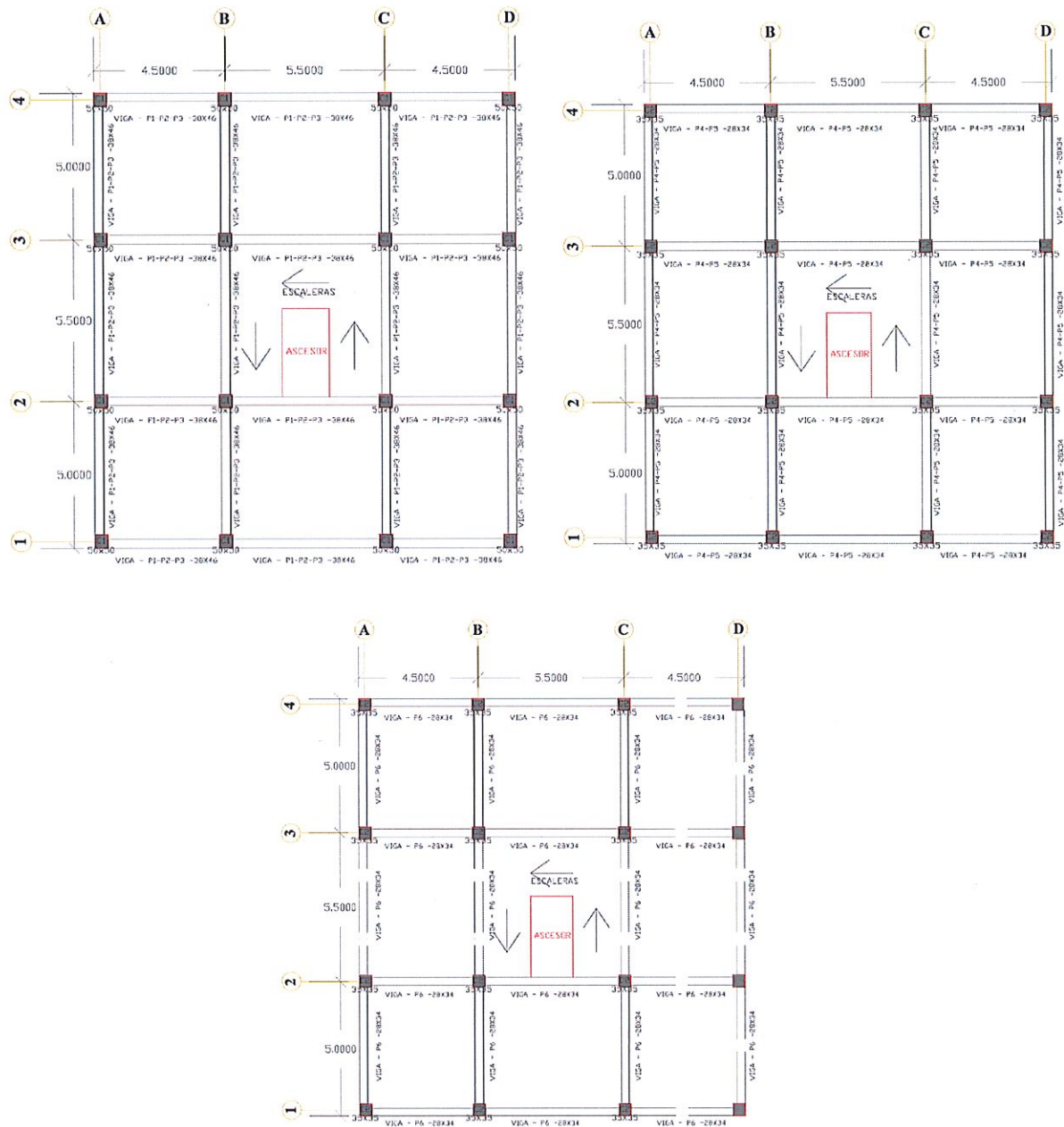
Fuente: Propia



Figura 122. Vista superior del edificio para oficinas de Acero A588 y A36

Fuente: Propia

6. Planos



Figuras 123. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de hormigón armado.

Fuente: Propia

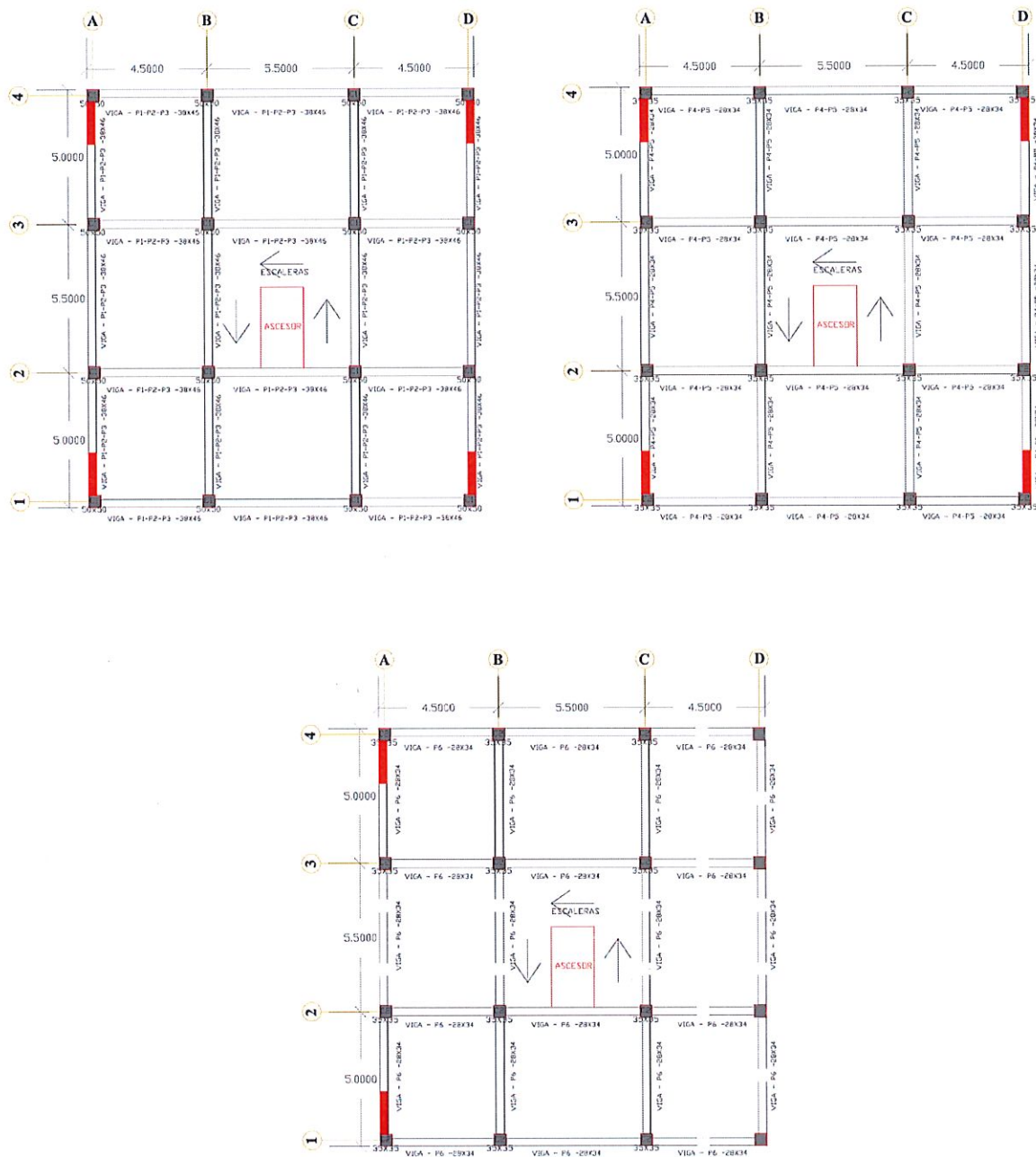


Figura 124. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de hormigón armado con muros estructurales.

Fuente: Propia

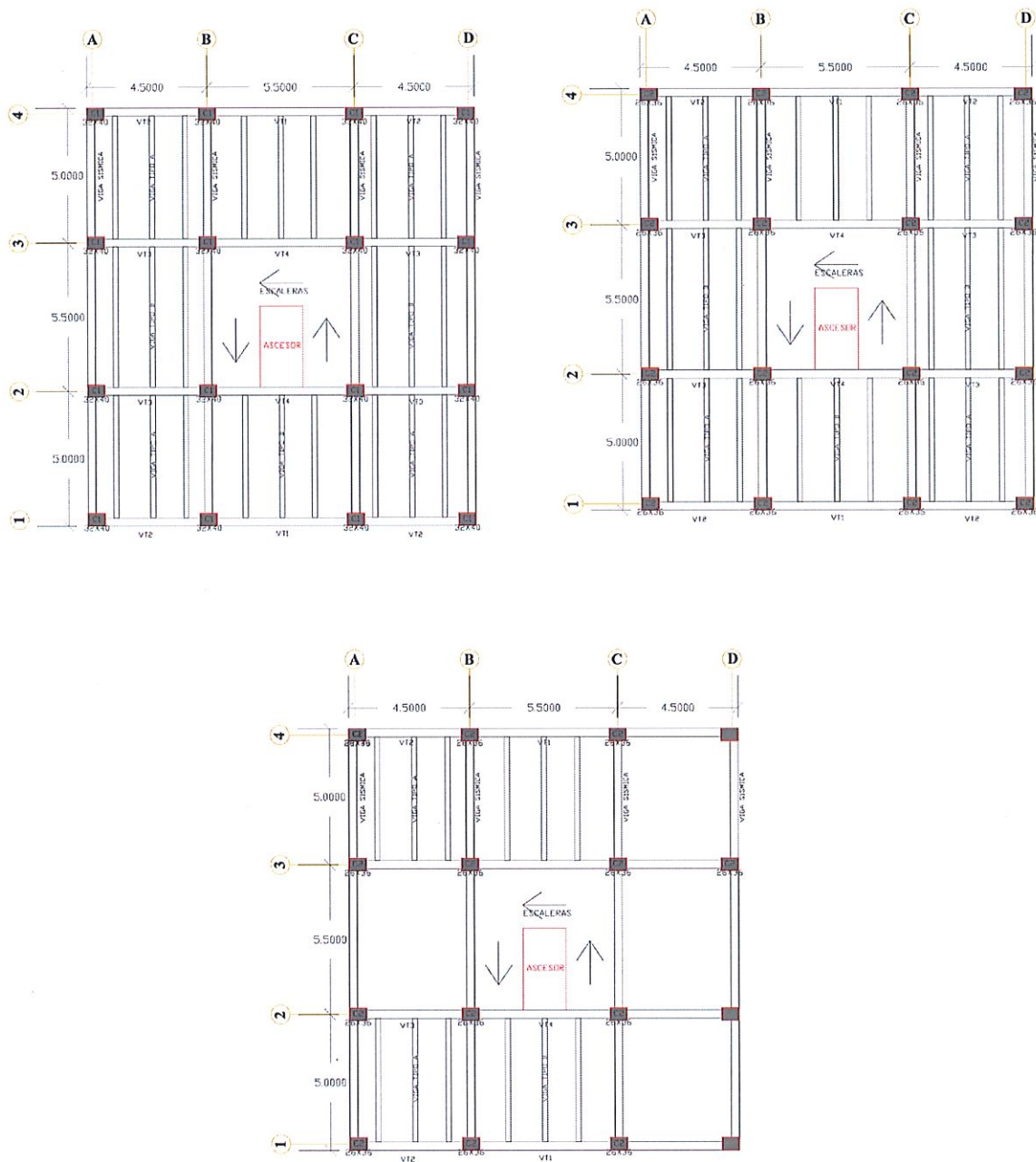
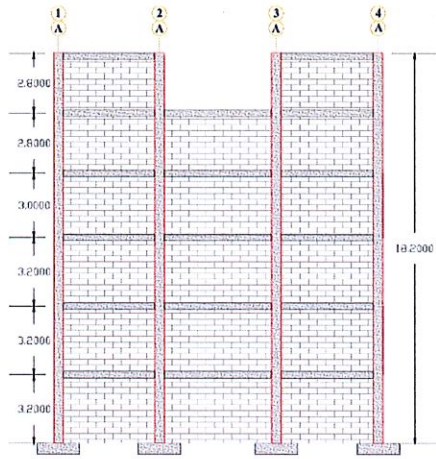
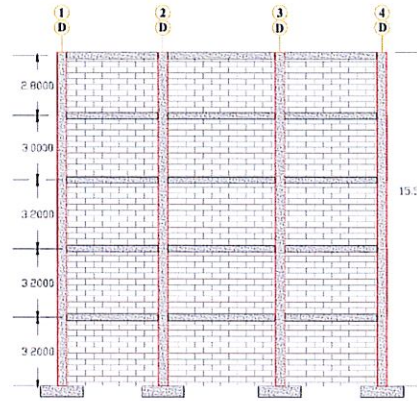


Figura 125. Planos de planta 1-6 piso del modelo estructural de acero A36 y acero A588 arriostradas.

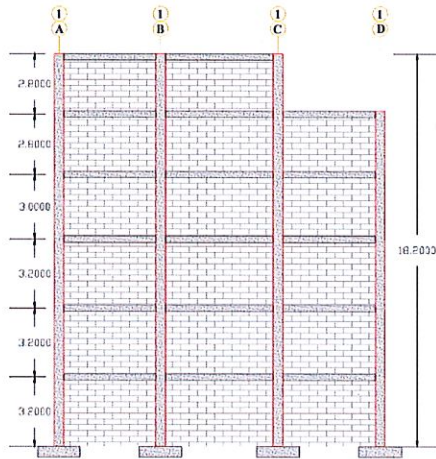
Fuente: Propia



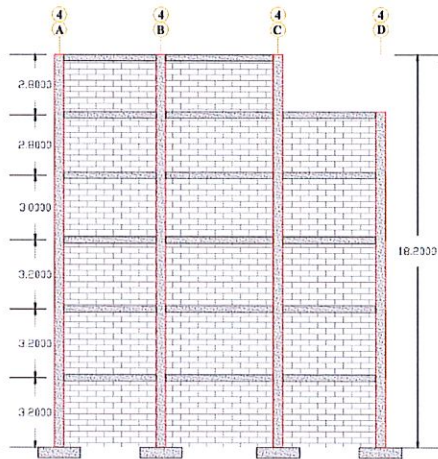
Vista en corte A



Vista en corte D



Vista en corte 1



Vista en corte 4

Figura 126. Planos de vista en corte del modelo estructural de hormigón armado.

Fuente: Propia

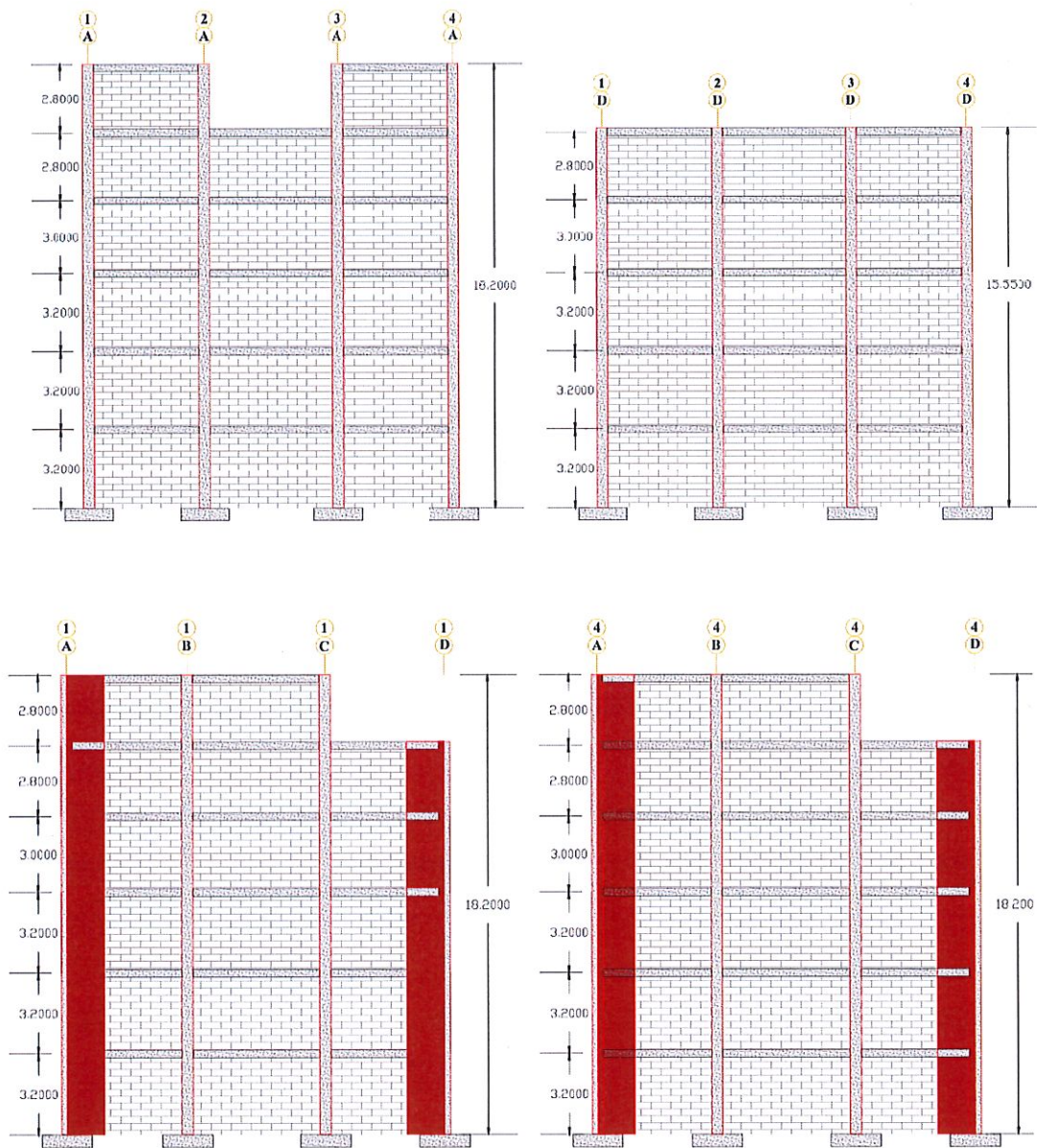
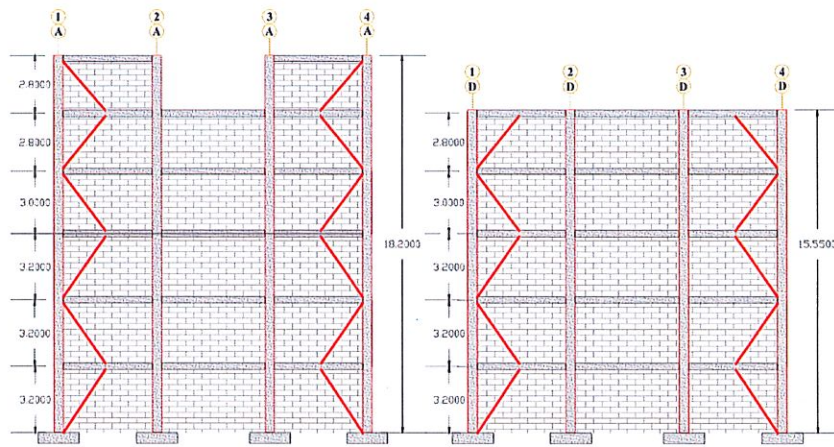


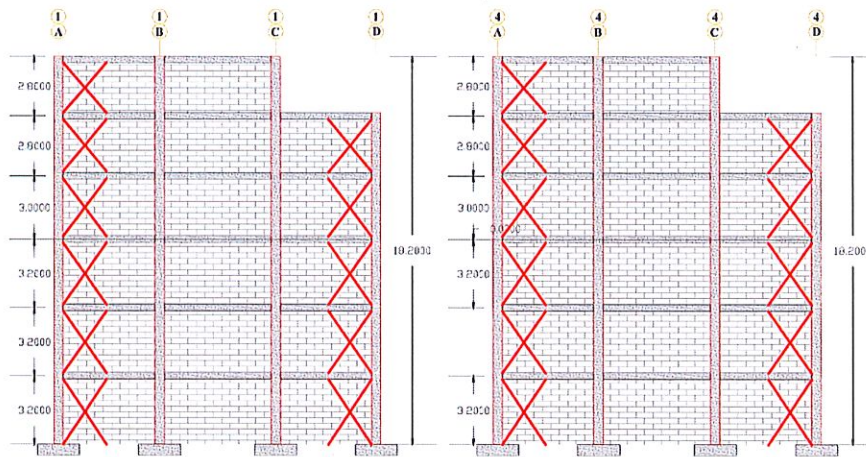
Figura 127. Planos de vista en corte del modelo estructural de hormigón armado con muros estructurales.

Fuente: Propia



Vista en corte A

Vista en corte D



Vista en corte 1

Vista en corte 4

Figura 128. Planos de vista en corte 1-6 del modelo estructural de acero A36 y acero A588 arriostradas.

Fuente: Propia

7. Fotos del terreno

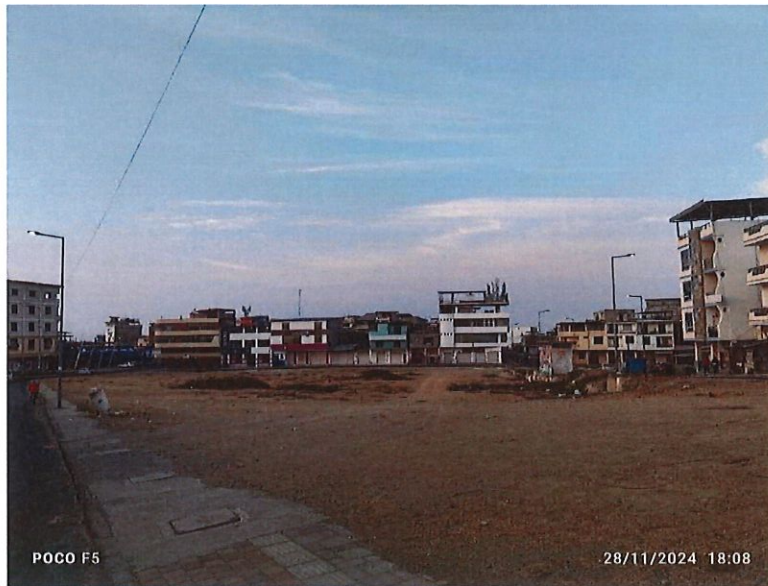


Figura 129. Coordenadas geográficas $x = 531676.5263$ $y = 9894516.1882$

Fuente: Google Earth y Propia