



**UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK**  
**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Titulación Previo a la Obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

**“Comparativa de costos estructurales entre marcos resistentes a momento de: elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros”**

Chávez González Marlon Esteban

Quito, Marzo 2024



## DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, CHÁVEZ GONZÁLEZ MARLON ESTEBAN, con cédula de ciudadanía número 172343509-3, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

D.M. Quito, Marzo 2024

---

**Marlon Esteban Chávez González**

C.I. 172343509-3

Correo Electrónico: [mechavez.civ@uisek.edu.ec](mailto:mechavez.civ@uisek.edu.ec)



## **DECLARATORIA**

El presente Trabajo de Titulación titulado:

**“Comparativa de costos estructurales entre marcos resistentes a momento de: elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros”**

Realizado por:

**CHAVEZ GONZÁLEZ MARLON ESTEBAN**

Como requisito para la obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Ha sido dirigido por el profesor

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

Quien considera que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

**TUTOR**



## DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

**Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.**

Después de revisar el trabajo presentado,  
Lo ha calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal  
examinador

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.



**“Comparativa de costos estructurales entre marcos resistentes a momento de:  
elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos  
estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y  
perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros”**

Por

Chávez González Marlon Esteban

Marzo, 2024

Aprobado:

Luis A, Soria N, Tutor.

Presidente del Tribunal.

Miembro del Tribunal

Aceptado y Firmado: \_\_\_\_\_, Marzo, 2024.

Luis A. Soria N. Tutor.

Aceptado y Firmado: \_\_\_\_\_, Marzo, 2024.

Miembro del Tribunal.

\_\_\_\_\_, Marzo, 2024.

Presidente(a) del Tribunal

Universidad Internacional SEK

## AGRADECIMIENTO

Agradezco a DIOS y a la vida por esta oportunidad. Gracias por darme salud, fuerza y oportunidades. Prometo aprovecharlas al máximo para hacer de este mundo un lugar mejor.

Agradezco a toda mi familia quienes han hecho posible que me encuentre aquí, todo el fruto de su esfuerzo se verá reflejado en mí.

Agradezco a la Universidad Internacional SEK y a mis profesores, en especial a los Ingenieros: Luis Soria, Hugo Otáñez y Renato Villareal, quienes me han transmitido su conocimiento y pasión por la Ingeniería Civil. Gracias por su paciencia, orientación y consejos.

Agradezco a mis compañeros de clase, quienes han compartido conmigo esta experiencia. Gracias por el apoyo, los ánimos y las risas que nunca faltaron.

## DEDICATORIA

Dedico esta tesis:

A mis padres Fausto Chávez e Isabel González por su apoyo incondicional, sin su esfuerzo no habría sido posible llegar a este punto. Gracias por creer en mí siempre, por darme la oportunidad de estudiar y por todo el amor que me han brindado.

A mis hermanos Rubén Chávez, Maite Chávez y Diego González, quienes han sido un pilar fundamental en toda etapa de mi vida, espero servir de inspiración y ejemplo para que logren llegar lejos cumpliendo todas sus metas con responsabilidad y esfuerzo.

A toda mi familia que la tengo cerca que aplauden mis logros, en especial aquellos que me están viendo triunfar desde el cielo, sé que estarán muy orgullosos de mí.

A mi compañera de vida, Grace Bedoya, por creer siempre en mí, por apoyarme, por alentarme a ser mejor, por mantenerse a mi lado cuando las cosas se han puesto difíciles, de ti entendí que lo imposible solo tarda un poco más.

Sin ustedes nada de esto habría sido posible, nunca me falten.

“El genio es 1% de talento y 99% de trabajo duro”

**-Albert Einstein-**

## RESUMEN

Esta investigación tiene como objetivo comparar los costos estructurales de marcos resistentes a momento: de elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros. La necesidad de realizar esta comparativa radica en la importancia de elegir la opción más eficiente desde el punto de vista económico, sin comprometer la seguridad estructural de la edificación.

Se realizarán cuatro arquetipos de marcos resistentes a momento para esta disertación, previa a una investigación exhaustiva de recopilación de información se verificará su seguridad estructural cumpliendo con la normativa ecuatoriana de construcción NEC y realizaremos una comparación detallada de los costos de cada una de ellas en condiciones específicas. Esta investigación busca llenar esta brecha de conocimiento y proporcionar una evaluación detallada de los costos estructurales de cada opción.

Para analizar las características y propiedades mecánicas de cada tipo de marco resistente a momento, seguido de un análisis de la eficiencia estructural mediante un análisis estático y un análisis dinámico realizado en el software ETABS para cada arquetipo. Además, un análisis comparativo mediante precios unitarios y presupuestos de los costos de construcción globales para cada opción, así como una comparación de la viabilidad económica de cada arquetipo.

**Palabras clave:** marcos resistentes a momento, costos estructurales, elementos estructurales sujetos a flexo compresión, hormigón armado, perfiles laminados en caliente, edificaciones de 4 pisos, luces de hasta 6 metros.

## ABSTRACT

This research aims to compare the structural costs of moment-resistant frames: elements subject to flexural compression in reinforced concrete and hybrid elements composed of reinforced concrete and hot-rolled steel profiles, intended for buildings of up to 4 floors with spans of up to 6 meters. The need for this comparison arises from the importance of selecting the most economically efficient option without compromising the structural safety of the building.

Four archetypal moment-resistant frames will be developed for this dissertation, following an exhaustive data collection and analysis of their structural safety in compliance with Ecuadorian construction regulations (NEC). A detailed cost comparison will be conducted for each of these frame options under specific conditions. This research aims to bridge this knowledge gap and provide a comprehensive assessment of the structural costs associated with each option.

The analysis will involve studying the mechanical characteristics and properties of each type of moment-resistant frame, followed by an assessment of structural efficiency through static and dynamic analyses conducted using the ETABS software for each archetype. Additionally, a comparative analysis will be carried out using unit prices and budgets for overall construction costs for each option, along with an evaluation of the economic viability of each archetype.

**Keywords:** moment-resistant frames, structural costs, structural elements subject to flexural compression, reinforced concrete, hot-rolled profiles, buildings up to 4 floors, spans up to 6 meters.

## ÍNDICE

<b>I. GENERALIDADES</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Problema de Investigación</b>	<b>1</b>
1.1.1 Descripción del problema	1
1.1.2 Formulación del problema	1
1.1.3 Preguntas Accesorias	1
<b>1.2 Antecedentes</b>	<b>2</b>
<b>1.3 Hipótesis</b>	<b>2</b>
1.3.1 Hipótesis General	2
1.3.2 Hipótesis Específicas	3
<b>1.4 Objetivos</b>	<b>3</b>
1.4.1 Objetivo General	3
1.4.2 Objetivos Específicos	4
<b>1.5 Metodología</b>	<b>4</b>
1.5.1 Área de trabajo	4
1.5.2 Materiales y métodos	5
<b>1.6 Alcance</b>	<b>6</b>
<b>1.7 Limitaciones</b>	<b>7</b>
<b>1.8 Resultados esperados</b>	<b>7</b>
<b>II. MARCO TEÓRICO</b>	<b>8</b>
<b>2.1 Materiales de construcción</b>	<b>8</b>
2.1.1 Materias primas naturales	8
2.1.2 Materias primas artificiales	8
<b>2.2 Hormigón</b>	<b>8</b>
2.2.1 Propiedades físicas del hormigón	9
2.2.1.1 Trabajabilidad	9
2.2.1.2 Durabilidad	9
2.2.1.3 Permeabilidad	9
2.2.1.4 Resistencia	9
<b>2.3 Hormigón armado</b>	<b>9</b>
2.3.1 Propiedades mecánicas del hormigón	10
2.3.1.1 Resistencia a la Compresión “f’c”	10
2.3.1.2 Módulo de elasticidad “E”	10
2.3.1.3 Ductilidad	11
2.3.1.4 Resistencia a la tracción	11
2.3.1.5 Resistencia al corte “Vc”	11
<b>2.4 Acero estructural</b>	<b>12</b>
2.4.1 Características del acero	12
2.4.2 Grados del acero	13
2.4.3 Sistemas ASD y LRFD	14
<b>2.5 Perfiles laminados en caliente</b>	<b>14</b>
2.5.1 Tipos de perfiles	15
2.5.1.1 Perfil tipo I	15
2.5.1.2 Perfiles tipo HSS	15

<b>2.6</b>	<b>Elementos estructurales mixtos</b>	<b>16</b>
2.6.1	Ventajas del uso de elementos estructurales mixtos	17
2.6.2	Desventajas del uso de elementos estructurales mixtos	19
<b>2.7</b>	<b>Pórticos</b>	<b>20</b>
2.7.1	Pórticos resistentes a momento	20
2.7.1.1	Criterio Columna fuerte Viga débil	21
<b>2.8</b>	<b>Normativa Aplicada</b>	<b>21</b>
2.8.1	Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)	21
2.8.2	Cargas sísmica y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)	22
2.8.3	Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)	22
2.8.4	Estructuras de acero (NEC-SE-AC)	22
2.8.5	Especificación para construcciones de acero (AISC 360-16)	23
2.8.6	American Concrete Institute (ACI 318-19)	23
<b>2.9</b>	<b>Costos en la construcción de estructuras</b>	<b>24</b>
2.9.1	Análisis de precios unitarios (APU)	24
2.9.2	Presupuesto	25
<b>2.10</b>	<b>Metodología de diseño</b>	<b>26</b>
2.10.1	Método basado en fuerzas (DBF)	26
2.10.2	Cargas y combinaciones de carga para análisis y diseño	27
2.10.2.1	Carga Permanente (D)	27
2.10.2.2	Carga Viva (L)	27
2.10.2.3	Carga Viento (W)	27
2.10.2.3.1	Velocidad instantánea máxima del viento	28
2.10.2.3.2	Velocidad corregida del viento	28
2.10.2.3.3	Presión del viento	29
2.10.2.4	Carga Granizo (S)	30
<b>2.11</b>	<b>Recomendaciones de diseño de elementos estructurales</b>	<b>31</b>
2.11.1	Columnas SRC	31
2.11.1.1	Diseño por compresión	32
2.11.1.2	Diseño por tracción	33
2.11.1.3	Diseño por corte	33
2.11.1.4	Restricciones geométricas	35
2.11.1.5	Agrietamiento en secciones compuestas	36
2.11.2	Diseño de vigas	36
2.11.3	Altura de losa de alivianamiento	37
<b>2.12</b>	<b>Parámetros de análisis estático y dinámico</b>	<b>37</b>
2.12.1	Caracterización del suelo	37
2.12.2	Obtención zonificación sísmica y factor de zona Z	38
2.12.3	Coefficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ , $F_s$	39
2.12.4	Selección de valores $\eta$ y $r$	40
2.12.5	Coefficiente de importancia $I$	41
2.12.6	Factor de reducción de resistencia sísmica $R$	41
2.12.7	Coefficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ (Planta y Elevación)	42
2.12.8	Periodos límites de vibración $T_o$ y $T_c$	45
2.12.9	Carga sísmica reactiva (W)	46
2.12.10	Secciones agrietadas	46
2.12.11	Periodo de vibración (T)	47
2.12.12	Espectro de diseño por aceleraciones $S_a(T)$	47

<b>2.13</b>	<b>Análisis estático</b>	<b>48</b>
2.13.1	Determinación del cortante basal	48
2.13.2	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	49
2.13.3	Distribución horizontal del cortante basal	49
2.13.4	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental	50
<b>2.14</b>	<b>Análisis dinámico</b>	<b>50</b>
2.14.1	Efectos de segundo orden e índice de estabilidad	50
2.14.2	Control de derivas de piso permitidas	51
2.14.3	Corrección del cortante	52
<b>III.</b>	<b>MODELACIÓN</b>	<b>53</b>
<b>3.1</b>	<b>Datos generales del proyecto</b>	<b>53</b>
<b>3.2</b>	<b>Estructuración general del arquetipo 1</b>	<b>54</b>
3.2.1	Materiales	55
3.2.2	Carga permanente	56
3.2.3	Carga viva	57
3.2.4	Combinaciones de carga	57
3.2.5	Predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 1 y 3)	58
3.2.6	Predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 2 y 4)	60
3.2.7	Cargas de diseño	61
3.2.8	Cortante basal y espectro de diseño	62
3.2.9	Criterios de verificación	65
3.2.9.1	Estructuración del arquetipo	65
3.2.9.2	Lista de materiales	65
3.2.9.3	Verificación y corrección del cortante	66
3.2.9.4	Derivas elásticas	66
3.2.9.5	Derivas inelásticas	66
3.2.9.6	Máximos desplazamientos	66
3.2.9.7	Pesos	67
3.2.9.8	Periodo	67
3.2.9.9	Centro de masa y rigidez	67
3.2.9.10	Verificación de armado en vigas	67
3.2.9.11	Verificación de armado en columnas	68
3.2.9.12	Diagramas de interacción	69
3.2.9.13	Verificación por corte	73
3.2.9.14	Diseño de nudos	75
3.2.10	Diseño de arquetipos con software ETABS	76
3.2.10.1	Estructuración del arquetipo 1	76
3.2.10.1.1	Lista de materiales	80
3.2.10.1.2	Verificación y corrección del cortante	80
3.2.10.1.3	Derivas elásticas	81
3.2.10.1.4	Derivas inelásticas	83
3.2.10.1.5	Máximos desplazamientos	83
3.2.10.1.6	Pesos	84
3.2.10.1.7	Periodo	84
3.2.10.1.8	Centro de masa y rigidez	84
3.2.10.1.9	Verificación de armado en vigas	85
3.2.10.1.10	Verificación de armado en columnas	87
3.2.10.1.11	Diagrama de interacción	88
3.2.10.1.12	Verificación por corte en vigas y columnas	96

3.2.10.1.13	Diseño de nudos	101
3.2.10.2	Estructuración del arquetipo 2	111
3.2.10.2.1	Lista de materiales	114
3.2.10.2.2	Verificación y corrección del cortante	114
3.2.10.2.3	Derivas elásticas	115
3.2.10.2.4	Derivas inelásticas	117
3.2.10.2.5	Máximos desplazamientos	117
3.2.10.2.6	Pesos	118
3.2.10.2.7	Periodo	118
3.2.10.2.8	Centro de masa y rigidez	118
3.2.10.2.9	Verificación de armado en vigas	119
3.2.10.2.10	Verificación de armado en columnas	120
3.2.10.2.11	Diagrama de interacción	122
3.2.10.2.12	Verificación por corte en vigas y columnas	125
3.2.10.2.13	Diseño de nudos	128
3.2.10.3	Estructuración del arquetipo 3	130
3.2.10.3.1	Lista de materiales	133
3.2.10.3.2	Verificación y corrección del cortante	134
3.2.10.3.3	Derivas elásticas	135
3.2.10.3.4	Derivas inelásticas	136
3.2.10.3.5	Máximos desplazamientos	137
3.2.10.3.6	Pesos	137
3.2.10.3.7	Periodo	137
3.2.10.3.8	Centro de masa y rigidez	138
3.2.10.3.9	Verificación de armado en vigas	138
3.2.10.3.10	Verificación de armado en columnas	139
3.2.10.3.11	Diagrama de interacción	140
3.2.10.3.12	Verificación por corte en vigas y columnas	144
3.2.10.3.13	Diseño de nudos	146
3.2.10.4	Estructuración del arquetipo 4	147
3.2.10.4.1	Lista de materiales	150
3.2.10.4.2	Verificación y corrección del cortante	151
3.2.10.4.3	Derivas elásticas	152
3.2.10.4.4	Derivas inelásticas	153
3.2.10.4.5	Máximos desplazamientos	154
3.2.10.4.6	Pesos	154
3.2.10.4.7	Periodo	154
3.2.10.4.8	Centro de masa y rigidez	155
3.2.10.4.9	Verificación de armado en vigas	155
3.2.10.4.10	Verificación de armado en columnas	157
3.2.10.4.11	Diagrama de interacción	157
3.2.10.4.12	Verificación por corte en vigas y columnas	161
3.2.10.4.13	Diseño de nudos	163
<b>IV.</b>	<b>RESUMEN DE RESULTADOS</b>	<b>164</b>
<b>V.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>167</b>
<b>VI.</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>169</b>
<b>VII.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>170</b>
<b>VIII.</b>	<b>ANEXOS</b>	<b>171</b>

## TABLA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. COMPONENTES DEL HORMIGÓN.....	8
ILUSTRACIÓN 2. HORMIGÓN ARMADO.....	9
ILUSTRACIÓN 3. TESTIGOS DE HORMIGÓN .....	10
ILUSTRACIÓN 4. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN .....	10
ILUSTRACIÓN 5. DUCTILIDAD.....	11
ILUSTRACIÓN 6. PRUEBA DIRECTA DE TRACCIÓN .....	11
ILUSTRACIÓN 7. PRUEBA DE CORTE DIRECTO DEL HORMIGÓN .....	12
ILUSTRACIÓN 8. PERFIL TIPO IPE .....	15
ILUSTRACIÓN 9. PERFILES HSS (CUADRADO, RECTANGULAR, CIRCULAR).....	15
ILUSTRACIÓN 10. COLUMNA SRC .....	16
ILUSTRACIÓN 11. COLUMNA CFT .....	17
ILUSTRACIÓN 12. COLUMNA RCFT.....	17
ILUSTRACIÓN 13. ZONAS PERMITIDAS PARA DEFORMACIONES INELÁSTICAS EN PÓRTICOS.....	21
ILUSTRACIÓN 14. CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL .....	21
ILUSTRACIÓN 15. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE CARGAS VIVAS .....	27
ILUSTRACIÓN 16. VELOCIDAD CORREGIDA DEL VIENTO Y COEFICIENTES DE CORRECCIÓN $\Sigma$ .....	28
ILUSTRACIÓN 17. FACTOR DE FORMA $C_f$ .....	29
ILUSTRACIÓN 18. DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DEL FACTOR DE FORMA $C_e$ .....	30
ILUSTRACIÓN 19. COMBINACIONES PARA EL DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA .....	31
ILUSTRACIÓN 20. PARÁMETROS DE VERIFICACIÓN DE SECCIÓN COMPUESTA.....	36
ILUSTRACIÓN 21. TIPOS DE PERFILES DE SUELO.....	38
ILUSTRACIÓN 22. ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS.....	39
ILUSTRACIÓN 23. FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA .....	39
ILUSTRACIÓN 24. FACTORES DE SITIA $F_a$ .....	39
ILUSTRACIÓN 25. FACTORES DE SITIO $F_d$ .....	40
ILUSTRACIÓN 26. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL SUELO .....	40
ILUSTRACIÓN 27. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA .....	41
ILUSTRACIÓN 28. FACTOR DE REDUCCIÓN R, SISTEMAS DÚCTILES Y DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	42
ILUSTRACIÓN 29. SISTEMAS ESTRUCTURALES REGULARES RECOMENDADOS DBF.....	43
ILUSTRACIÓN 30. SISTEMAS ESTRUCTURALES IRREGULARES.....	43
ILUSTRACIÓN 31. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	44
ILUSTRACIÓN 32. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN .....	45
ILUSTRACIÓN 33. FÓRMULA Y PARÁMETROS DE CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN T .....	47
ILUSTRACIÓN 34. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA .....	47
ILUSTRACIÓN 35. VALORES DETERMINACIÓN FACTOR K.....	49
ILUSTRACIÓN 36. FÓRMULA DERIVAS DE PISO Y LÍMITES MÁXIMOS PERMITIDOS.....	52
ILUSTRACIÓN 37. EJEMPLO DE CÁLCULO PARA CORRECCIÓN DEL CORTANTE .....	52
ILUSTRACIÓN 38. PARÁMETROS DE GRID .....	54
ILUSTRACIÓN 39. FORMULACIÓN EN PLANTA DEL PROYECTO EJES X Y Y .....	54
ILUSTRACIÓN 40. FORMULACIÓN EN ELEVACIÓN DEL PROYECTO.....	55
ILUSTRACIÓN 41. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN .....	56
ILUSTRACIÓN 42. VALORES CARGAS PERMANENTES .....	56
ILUSTRACIÓN 43. VALORES CARGA VIVA .....	57
ILUSTRACIÓN 44. COMBINACIONES DE CARGA .....	57
ILUSTRACIÓN 45. PARÁMETROS DE DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEJO COMPRESIÓN.....	59
ILUSTRACIÓN 46. PARÁMETROS DE DISEÑO DE VIGAS Y ALTURA DE LOSA .....	59
ILUSTRACIÓN 47. PARÁMETROS DE DISEÑO DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEJO COMPRESIÓN .....	60
ILUSTRACIÓN 48. PARÁMETRO DE DISEÑO DE LOSA Y VIGAS.....	61

ILUSTRACIÓN 49. CARGAS DE DISEÑO PISO 1,2,3 ARQUETIPO 1,2,3,4 .....	61
ILUSTRACIÓN 50. CARGAS DE DISEÑO EN CUBIERTA ARQUETIPO 1,2,3,4 .....	61
ILUSTRACIÓN 51. CÁLCULO MANUAL DE CORTANTE BASAL Y ESPECTRO DE DISEÑO .....	65
ILUSTRACIÓN 52. DIAGRAMAS DE ARMADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS COMPUESTAS, MECANISMO DE ACCIÓN CONJUNTA.....	68
ILUSTRACIÓN 53. EJEMPLIFICACIÓN CORRECTA DE RESULTADOS DE UN DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO .....	69
ILUSTRACIÓN 54. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS COMPUESTAS.....	70
ILUSTRACIÓN 55. PUNTO A .....	71
ILUSTRACIÓN 56. PUNTO B.....	71
ILUSTRACIÓN 57. PUNTO D .....	72
ILUSTRACIÓN 58. PUNTO B.....	72
ILUSTRACIÓN 59. DIAGRAMA DE ARMADO DE ESTRIBOS EN VIGA .....	73
ILUSTRACIÓN 60. DIAGRAMA DE ARMADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS .....	74
ILUSTRACIÓN 61. DIMENSIONES DE COLUMNAS INTERNAS (RECUBRIMIENTO 2.5 CM) .....	76
ILUSTRACIÓN 62. DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES (RECUBRIMIENTO 4 CM) .....	77
ILUSTRACIÓN 63. DISEÑO DE VIGAS LUCES DE 4 METROS.....	78
ILUSTRACIÓN 64. DISEÑO DE LOSA .....	78
ILUSTRACIÓN 65. MODELO 3D LUCES 4 M .....	79
ILUSTRACIÓN 66. ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS .....	79
ILUSTRACIÓN 67. LISTA DE MATERIALES POR PISO.....	80
ILUSTRACIÓN 68. CORRECCIÓN MANUAL DEL CORTANTE .....	81
ILUSTRACIÓN 69. DERIVA ELÁSTICA (SX).....	82
ILUSTRACIÓN 70. DERIVA ELÁSTICA (SY).....	83
ILUSTRACIÓN 71. MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS SX Y SY .....	83
ILUSTRACIÓN 72. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.....	84
ILUSTRACIÓN 73. PERIODO DE LA ESTRUCTURA .....	84
ILUSTRACIÓN 74. CENTRO DE MASAS DE LA ESTRUCTURA .....	84
ILUSTRACIÓN 75. VERIFICACIÓN MANUAL DEL ARMADO EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MODELO 1 .....	86
ILUSTRACIÓN 76. VERIFICACIÓN MANUAL DE ARMADO EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO MODELO 1 .....	88
ILUSTRACIÓN 77. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA MÁS CARGADA EJE 2B.....	96
ILUSTRACIÓN 78. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE DE VIGAS .....	100
ILUSTRACIÓN 79. VERIFICACIÓN POR CORTE DE COLUMNAS .....	100
ILUSTRACIÓN 80. DISEÑO DE NUDOS, CENTRALES, LATERALES Y ESQUINEROS.....	109
ILUSTRACIÓN 81. VERIFICACIÓN MANUAL COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL .....	110
ILUSTRACIÓN 82. VERIFICACIÓN NUDOS EJE CRÍTICO.....	110
ILUSTRACIÓN 83. DISEÑO DE COLUMNAS INTERNAS (RECUBRIMIENTO 2.5 CM).....	111
ILUSTRACIÓN 84. DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES (RECUBRIMIENTO 4 CM) .....	112
ILUSTRACIÓN 85. DISEÑO DE VIGAS LUCES DE 6 METROS.....	113
ILUSTRACIÓN 86. MODELO 3D LUCES DE 6 METROS .....	113
ILUSTRACIÓN 87. LISTA DE MATERIALES POR PISO.....	114
ILUSTRACIÓN 88. CORRECCIÓN MANUAL DEL CORTANTE .....	115
ILUSTRACIÓN 89. DERIVA ELÁSTICA (SX).....	116
ILUSTRACIÓN 90. DERIVA ELÁSTICA (SY).....	117
ILUSTRACIÓN 91. MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA.....	117
ILUSTRACIÓN 92. PESOS DE LA ESTRUCTURA.....	118
ILUSTRACIÓN 93. PERIODOS DE LA ESTRUCTURA.....	118
ILUSTRACIÓN 94. CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA .....	118

ILUSTRACIÓN 95. VERIFICACIÓN MANUAL DEL ARMADO EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MODELO 2 .....	120
ILUSTRACIÓN 96. VERIFICACIÓN MANUAL DE ARMADO EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO MODELO 2 .....	121
ILUSTRACIÓN 97. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA MÁS CARGADA .....	125
ILUSTRACIÓN 98. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE DE VIGAS .....	127
ILUSTRACIÓN 99. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE EN COLUMNAS .....	128
ILUSTRACIÓN 100. DISEÑO MANUAL DE NUDOS.....	129
ILUSTRACIÓN 101. VERIFICACIÓN DE NUDOS EJE CRÍTICO.....	129
ILUSTRACIÓN 102. DISEÑO DE COLUMNAS INTERNAS (RECUBRIMIENTO 2.5 CM).....	130
ILUSTRACIÓN 103. DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES (RECUBRIMIENTO 4 CM) .....	131
ILUSTRACIÓN 104. PARÁMETROS DUBLAL PARA CREACIÓN DE SECCIONES DE PERFIL LAMINADO EN CALIENTE W12*58 .....	132
ILUSTRACIÓN 105. DISEÑO DE VIGAS LUCES 4 METROS.....	132
ILUSTRACIÓN 106. MODELO 3D CON LUCES DE 4 METROS ELEMENTOS SUJETOS A FLEXO COMPRESIÓN COMPUESTOS .....	133
ILUSTRACIÓN 107. LISTA DE MATERIALES POR PISO.....	133
ILUSTRACIÓN 108. CORRECCIÓN MANUAL DEL CORTANTE.....	134
ILUSTRACIÓN 109. DERIVA ELÁSTICA (SX).....	135
ILUSTRACIÓN 110. DERIVA ELÁSTICA (SY).....	136
ILUSTRACIÓN 111. MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA .....	137
ILUSTRACIÓN 112. PESOS DE LA ESTRUCTURA .....	137
ILUSTRACIÓN 113. PERIODOS DE LA ESTRUCTURA.....	137
ILUSTRACIÓN 114. CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA .....	138
ILUSTRACIÓN 115. VERIFICACIÓN MANUAL DE ARMADO EN VIGAS MODELO 3 .....	139
ILUSTRACIÓN 116. VERIFICACIÓN MANUAL LONGITUDINAL DE ARMADO EN COLUMNAS .....	139
ILUSTRACIÓN 117. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA COMPUESTA MODELO 3 .....	144
ILUSTRACIÓN 118. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE, SEPARACIÓN DE ESTRIBOS MODELO 3 .....	145
ILUSTRACIÓN 119. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE EN COLUMNAS COMPUESTAS .....	145
ILUSTRACIÓN 120. VERIFICACIÓN MANUAL DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL MODELO 4 COLUMNAS COMPUESTAS .....	146
ILUSTRACIÓN 121. DISEÑO DE COLUMNAS INTERNAS (RECUBRIMIENTO 2.5 CM).....	147
ILUSTRACIÓN 122. PARÁMETROS DUBLAL PARA CREACIÓN DE SECCIONES DE PERFIL LAMINADO EN CALIENTE W14X370 .....	148
ILUSTRACIÓN 123. DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES (RECUBRIMIENTO 4 CM) .....	149
ILUSTRACIÓN 124. DISEÑO DE VIGAS PARA LUCES DE 6 METROS.....	149
ILUSTRACIÓN 125. MODELO 3D CON LUCES DE 6 METROS ELEMENTOS SUJETOS A FLEXO COMPRESIÓN COMPUESTOS .....	150
ILUSTRACIÓN 126. LISTA DE MATERIALES POR PISO.....	150
ILUSTRACIÓN 127. CORRECCIÓN MANUAL DEL CORTANTE.....	151
ILUSTRACIÓN 128. DERIVA ELÁSTICA (SX).....	152
ILUSTRACIÓN 129. DERIVA ELÁSTICA (SY).....	153
ILUSTRACIÓN 130. MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA.....	154
ILUSTRACIÓN 131. PESOS DE LA ESTRUCTURA.....	154
ILUSTRACIÓN 132. PERIODOS DE LA ESTRUCTURA.....	154
ILUSTRACIÓN 133. CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA .....	155
ILUSTRACIÓN 134. VERIFICACIÓN MANUAL DE ARMADO EN VIGAS DE HORMIGÓN MODELO 4.....	157
ILUSTRACIÓN 135. VERIFICACIÓN MANUAL DE ARMADO LONGITUDINAL MODELO 4.....	157
ILUSTRACIÓN 136. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA COMPUESTA MODELO 4 .....	161
ILUSTRACIÓN 137. VERIFICACIÓN MANUAL POR CORTE, SEPARACIÓN DE ESTRIBOS MODELO 4 .....	162
ILUSTRACIÓN 138. VERIFICACIÓN POR CORTE, SEPARACIÓN DE ESTRIBOS MODELO 4 .....	162

ILUSTRACIÓN 139. VERIFICACIÓN MANUAL CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL .....	163
ILUSTRACIÓN 140. TABLA RESUMEN DE RESULTADOS DE MODELOS A COMPARAR.....	164
ILUSTRACIÓN 141. PRECIOS UNITARIOS SUPERESTRUCTURA ARQUETIPO 1.....	164
ILUSTRACIÓN 142. PRECIOS UNITARIOS SUPERESTRUCTURA ARQUETIPO 2.....	165
ILUSTRACIÓN 143. PRECIOS UNITARIOS SUPERESTRUCTURA ARQUETIPO 3.....	165
ILUSTRACIÓN 144. PRECIOS UNITARIOS SUPERESTRUCTURA ARQUETIPO 4.....	165
ILUSTRACIÓN 145. PRESUPUESTO FINAL RESUMIDO DE LOS 4 ARQUETIPOS A COMPARAR.....	166
ILUSTRACIÓN 146. DIFERENCIA DE COSTOS ENTRE ARQUETIPOS CON LUCES DE 4 METROS .....	166
ILUSTRACIÓN 147. DIFERENCIA DE COSTOS ENTRE ARQUETIPOS CON LUCES DE 6 METROS .....	166
ILUSTRACIÓN 148. PLINTOS, CADENAS Y PLANTA DE CIMENTACIÓN LUCES DE 4 METROS .....	171
ILUSTRACIÓN 149. CUADRO DE PLINTOS GENERAL.....	171
ILUSTRACIÓN 150. DETALLE DEL ARMADO GENERAL DE PLINTOS.....	172
ILUSTRACIÓN 151. DETALLE DE CADENA MODELO 1 .....	173
ILUSTRACIÓN 152. DETALLE DE VIGAS PISO 1.....	173
ILUSTRACIÓN 153. DETALLE DE VIGAS PISO 2 Y 3 .....	174
ILUSTRACIÓN 154. DETALLE DE VIGAS PISO 4.....	174
ILUSTRACIÓN 155. CUADRO DE COLUMNAS MODELO 1 .....	175
ILUSTRACIÓN 156. DETALLE DE COLUMNAS C1, C2 .....	176
ILUSTRACIÓN 157. PLANTAS NIVEL +3.00, +6.00, +9.00, +12.00 Y DETALLADO DE ALIVIANAMIENTO EN LOSA .....	176
ILUSTRACIÓN 158. PLANILLA DE HIERROS EN COLUMNAS MODELO 1 .....	177
ILUSTRACIÓN 159. PLANILLA DE HIERROS EN VIGAS MODELO 1.....	177
ILUSTRACIÓN 160. TIPOS DE ACERO UTILIZADOS EN LOS ARQUETIPOS.....	178
ILUSTRACIÓN 161. CANTIDAD DE HORMIGÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES MODELO 1 .....	178

## I. GENERALIDADES

### 1.1 Problema de Investigación

#### 1.1.1 Descripción del problema

La construcción de edificaciones de varios pisos requiere de un análisis cuidadoso de la eficiencia estructural de los diseños y de los costos estructurales, ya que estos representan una gran parte del presupuesto total. En este contexto, se plantea la necesidad de comparar los costos de los marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros.

#### 1.1.2 Formulación del problema

¿Cuál es la diferencia de los costos estructurales entre los marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y los marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de 4 pisos con luces de hasta 6 metros?

#### 1.1.3 Preguntas Accesorias

- ¿Cuáles son los requerimientos de diseño y normativas aplicables a cada tipo de marco resistente a momento?
- ¿Cuál es la composición de los elementos estructurales de cada arquetipo de marco resistente a momento?
- ¿Cuáles son los costos globales en cada arquetipo de marco resistente a momento?

## **1.2 Antecedentes**

Debido a que esta disertación centra su estudio en la ciudad de Quito, considerada de alto riesgo sísmico, se diseñan estructuras resistentes a cargas laterales. Las actualizaciones de conocimientos acerca de su comportamiento bajo los parámetros correspondientes y características de materiales han avanzado de la mano con la tecnología permitiendo optimizar los procesos constructivos de las edificaciones.

En la actualidad, la construcción de edificaciones de varios pisos en Ecuador es cada vez más común y requiere una evaluación cuidadosa de la seguridad estructural cumpliendo con la respectiva normativa del país y de los costos estructurales para lograr un proyecto rentable. En este sentido, la selección de los marcos resistentes a momento adecuados es crucial para asegurar la estabilidad y resistencia de la estructura.

La contribución de este proyecto de investigación radica en proporcionar información valiosa sobre la selección de marcos resistentes a momento, considerando las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y los costos estructurales en cada tipo de marco. Los resultados de este estudio pueden ser aplicados en futuros proyectos de construcción, lo que contribuirá a una construcción más eficiente y económica.

## **1.3 Hipótesis**

### ***1.3.1 Hipótesis General***

La utilización de elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente resultará en costos estructurales más competitivos en comparación con el uso exclusivo de elementos estructurales de hormigón armado en edificaciones de 4 pisos y luces de hasta 6 metros.

### **1.3.2 Hipótesis Específicas**

- La combinación entre hormigón armado y perfiles laminados en caliente reducirá los costos de materiales en comparación con el uso exclusivo de hormigón armado.
- La utilización de perfiles laminados en caliente permitirá alcanzar luces más amplias sin la necesidad de aumentar el tamaño de los elementos estructurales, lo que conducirá a una optimización de la estructura y de sus costos.
- Los elementos estructurales mixtos ofrecerán una mayor resistencia, rigidez y ductilidad en comparación con los elementos de hormigón armado, lo que permitirá una reducción de los elementos adicionales de refuerzo y apoyo, resultando en costos estructurales más bajos.
- Los elementos estructurales mixtos serán más versátiles y flexibles en términos de diseño arquitectónico, lo que permitirá una optimización de la distribución y eficiencia de espacios.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Realizar una comparativa de los costos estructurales entre marcos resistentes a momento compuestos por elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente, en edificaciones de 4 pisos y luces de hasta 6 metros, con el fin de determinar cuál de estas soluciones estructurales ofrece una mayor eficiencia económica y contribuye a la optimización de los recursos en la construcción de este tipo de edificaciones, mediante el modelado en el software ETABS que permite revisar la seguridad estructural de los arquetipos expuestos.

### **1.4.2 *Objetivos Específicos***

- Analizar las propiedades y características técnicas de los elementos estructurales sujetos a flexo compresión, para comprender sus ventajas y limitaciones en términos de resistencia, rigidez y comportamiento estructural mediante el uso del software ETABS que brinda la información necesaria realizando un análisis estático y un análisis dinámico de los arquetipos y su comprobación de resultados mediante hojas de cálculo en EXCEL.
- Realizar una revisión de los costos de los materiales de construcción utilizados en marcos resistentes a momento con elementos de hormigón armado y marcos resistentes a momento con elementos mixtos, considerando los precios y disponibilidad en el mercado, con el objetivo de determinar las diferencias significativas y establecer criterios económicos.
- Evaluar la viabilidad y las implicaciones económicas, considerando factores como la durabilidad, la resistencia sísmica, los requerimientos normativos y la reducción de secciones de la estructura, con el objetivo de proporcionar recomendaciones claras y fundamentadas para su implementación.

## **1.5 Metodología**

### **1.5.1 *Área de trabajo***

El área de trabajo de esta investigación se centrará en el análisis y comparativa de costos estructurales de marcos resistentes a momento en edificaciones de 4 pisos y luces de hasta 6 metros. Para ello, se utilizará el software ETABS, que es ampliamente utilizado en el análisis y diseño de estructuras, acompañado del software computacional EXCEL para realizar las tablas de costos y comparativas finales de cada arquetipo.

### **1.5.2 Materiales y métodos**

Recopilación de información: Se realizará una revisión bibliográfica para obtener información relevante sobre los elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y los elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente. Se recopilarán datos sobre sus propiedades, comportamiento estructural y costos de materiales.

Diseño muestral/experimental: Se realizarán cuatro arquetipos de estudio representativos de edificaciones de 4 pisos y luces de hasta 6 metros para realizar el análisis comparativo de costos estructurales.

Modelado en ETABS: Se realizará el modelado de los marcos resistentes a momento utilizando el software ETABS. Se ingresarán los parámetros de diseño, las características de los elementos estructurales y se aplicarán las cargas correspondientes.

Análisis y resultados: Se ejecutará el análisis estructural de los modelos en ETABS, considerando las condiciones de carga y los factores de seguridad pertinentes. Se obtendrán los resultados de las sollicitaciones, desplazamientos y deformaciones de los marcos resistentes a momento. Posteriormente, se evaluarán los costos asociados a los materiales de construcción necesarios para cada caso de estudio.

Conclusiones y recomendaciones: Con base en los resultados obtenidos, se elaborarán conclusiones claras y fundamentadas sobre la comparativa de costos estructurales entre los marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente. Se proporcionarán recomendaciones prácticas y técnicas para la selección de la solución estructural más económica y eficiente.

## 1.6 Alcance

Uno de los aspectos importantes en la construcción es la optimización de recursos. Pequeños cambios en el diseño estructural representan un ahorro económico considerable cumpliendo con la eficiencia técnica requerida. Esta investigación definirá el tipo de estructura más eficiente, técnica y económicamente.

Esta investigación se centrará en el estudio de los cuatro arquetipos ubicados en la Región Sierra del Ecuador, Provincia de Pichincha específicamente en la ciudad de Quito, con un perfil de suelo tipo D, la importancia de la estructura la denominaremos como; (otras estructuras) al ser arquetipos diseñados exclusivamente para vivienda.

Cabe aclarar que para esta disertación se igualará porcentajes de derivas para obtener una similitud objetiva y manejar criterios conservadores entre los arquetipos y con dicha fundamentación realizar las posteriores comparativas, de esta manera garantizamos condiciones similares entre los modelos de investigación para lograr cambios visibles en los elementos estructurales de los arquetipos.

Características de los arquetipos:

- • Dos arquetipos de 4 ejes en dirección (X y Y), constarán de 4 pisos cada uno con luces de 4 metros. De los cuales uno tendrá pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el otro tendrá pórticos resistentes a momento mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente de grado A36.
- • Dos arquetipos de 4 ejes en dirección (X y Y), constarán de 4 pisos cada uno con luces de 6 metros. De los cuales uno tendrá pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el otro tendrá pórticos resistentes a momento mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente de grado A36.

## 1.7 Limitaciones

En los arquetipos seleccionados de diseño, no se considerará un análisis de las cimentaciones, los modelos no contarán con subsuelos, de la misma manera no se realizará planos arquitectónicos detallados, ni se evaluará en el ámbito económico temas de albañilería como son: mamposterías, instalaciones sanitarias, eléctricas ni acabados de construcción, la verificación de seguridad estructural contará con todos los parámetros de servicio como cargas permanentes, cargas vivas, etc. Para el análisis de los pórticos resistentes a momento con la variación de materiales en los elementos sujetos a flexo compresión.

## 1.8 Resultados esperados

Análisis de la eficiencia estructural y económica: Se evaluará la eficiencia estructural y económica de cada tipo de solución estructural en términos de costos por unidad de área construida. Se compararán los costos de construcción globales para determinar cuál de las soluciones es más rentable y eficiente estructuralmente.

Evaluación de la durabilidad y vida útil: Se considerará la durabilidad y vida útil de las estructuras construidas con cada tipo de solución estructural. Incluyendo aspectos como la resistencia a la corrosión, la degradación y mantenimiento a lo largo del tiempo.

Comparativa de costos globales: Se obtendrá una comparativa detallada de los costos totales de los marcos resistentes a momento. Se proporcionarán valores cuantitativos que reflejen las diferencias en los costos totales entre los arquetipos.

## II. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Materiales de construcción

Son todas aquellas materias primas que forman parte fundamental en toda obra de construcción civil, sin importar sus características, estos pueden ser artificiales o naturales y pueden ser conformados a partir de la unión de dos o más materias primas para generar un nuevo material de construcción.

#### 2.1.1 *Materias primas naturales*

Son Aquellas que no sufren ninguna alteración química, es decir son materias primas propias encontradas en la naturaleza y que conservan sus propiedades y características por ejemplo la roca triturada, agua, arena, etc.

#### 2.1.2 *Materias primas artificiales*

Son resultado de una transformación que ha sufrido la materia prima por procesos físicos, químicos, que sería la combinación de dos o más materias primas o procesos mecánicos por ejemplo el cemento, acero, mortero, etc.

### 2.2 Hormigón

“Es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente cuatro componentes básicos: cemento, arena, grava y agua.” (Romo, 2008).



Ilustración 1. Componentes del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 1, recuperado de: Temas de hormigón armado.

## **2.2.1 Propiedades físicas del hormigón**

### **2.2.1.1 Trabajabilidad**

Es la facilidad en la que se pueden mezclar los materiales y la mezcla de hormigón resultante es capaz de manejarse, transportarse y colocarse.

### **2.2.1.2 Durabilidad**

Capacidad de resistir del hormigón al aire libre, acción de agentes químicos y desgastes naturales sometidos a lo largo de su vida útil.

### **2.2.1.3 Permeabilidad**

Capacidad de mojarse con frecuencia y reducir la cantidad de agua que ingresa a la mezcla.

### **2.2.1.4 Resistencia**

Se determina por la resistencia final de un testigo sometido a la prueba de compresión dentro de un periodo largo que por lo general es a los 28 días.

## **2.3 Hormigón armado**

Consiste en incluir a la mezcla de hormigón refuerzos con varillas de acero estructural o mallas electrosoldadas, que se denominan armaduras.



*Ilustración 2. Hormigón armado*

### 2.3.1 Propiedades mecánicas del hormigón

#### 2.3.1.1 Resistencia a la Compresión “ $f_c$ ”

La resistencia a la compresión del hormigón es una medida de la capacidad del material para soportar cargas aplicadas en dirección hacia su eje principal, causando una reducción en su volumen. En otras palabras, es la capacidad del hormigón para resistir fuerzas que intentan comprimirlo o aplastarlo.



Ilustración 3. Testigos de hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 14, recuperado de: Temas de hormigón armado.

#### 2.3.1.2 Módulo de elasticidad “ $\mathcal{E}$ ”

Indica la rigidez del hormigón, este valor es directamente proporcional, quiere decir que la rigidez aumenta de valor mientras la resistencia del concreto sea mayor.

<b>Resistencia (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Módulo de Elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Ilustración 4. Módulo de elasticidad del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 19, recuperado de: Temas de hormigón armado

### 2.3.1.3 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad mecánica de los materiales que se refiere a su capacidad para deformarse plásticamente antes de fracturarse. En otras palabras, es la medida de la habilidad de un material para estirarse, doblarse o deformarse significativamente bajo la aplicación de una carga o fuerza, sin romperse.

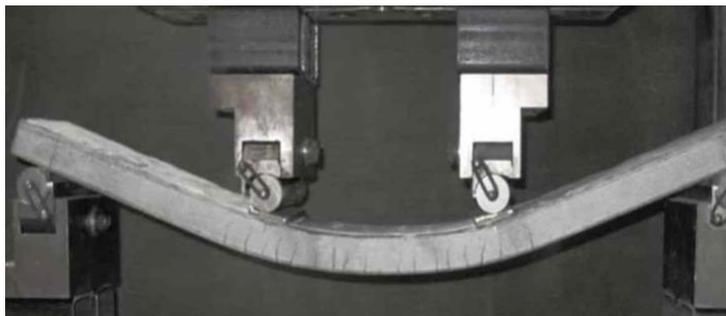


Ilustración 5. Ductilidad

Fuente. Medidas de mejora de la ductilidad para elementos estructurales de hormigón armado.

<https://industrysurfer.com/blog-industrial/construccion/medidas-de-mejora-de-la-ductilidad-para-elementos-estructurales-de-hormigon-armado/>

### 2.3.1.4 Resistencia a la tracción

Resistencia de un cuerpo que se somete a dos fuerzas que actúan en dos direcciones distintas tendiendo a estirar al elemento.

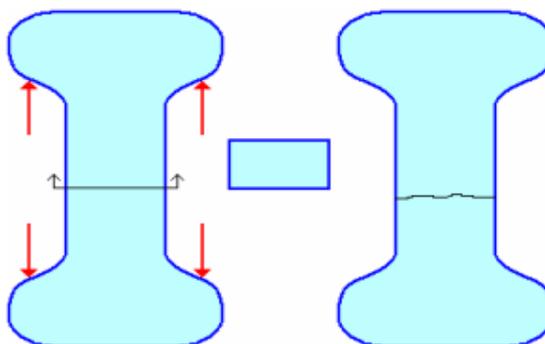


Ilustración 6. Prueba directa de tracción

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 21, recuperado de: Temas de hormigón armado

### 2.3.1.5 Resistencia al corte “Vc”

Resistencia de un cuerpo a fuerzas longitudinales en diferentes direcciones que pueden provocar deformaciones plásticas.

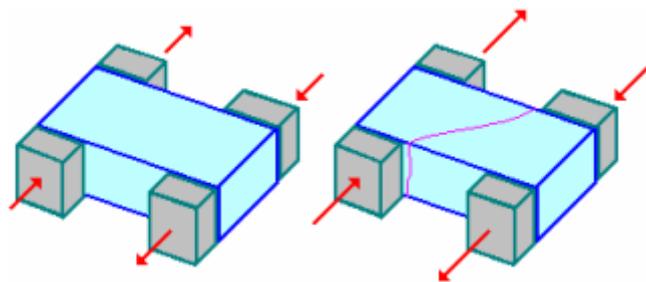


Ilustración 7. Prueba de corte directo del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), *componentes del hormigón*, página 23, recuperado de: *Temas de hormigón armado*

## 2.4 Acero estructural

“Es considerado como uno de los materiales más versátiles en el campo de la construcción gracias a su poco peso, facilidad de fabricación, montaje y otras propiedades” (McCormac & Csernak, 2012).

El acero es uno de los principales materiales para la construcción de obras civiles, conformado por una aleación de hierro y carbono.

### 2.4.1 Características del acero

El acero tiene una resistencia por unidad de peso muy alta, lo que significa que permite que las deformaciones sean muy altas, el acero también se caracteriza por ser muy resistente y fácil de cuidar.

Es dúctil, es decir, resiste grandes deformaciones sin fallar ya que permite la fluencia local. Por otro lado, es fácil de manipular, hay muchas formas de conectar elementos por ejemplo atornillado o mediante soldadura, es reutilizable y reciclable. Desafortunadamente, es susceptible a la corrosión cuando entra en contacto con el agua y el aire y cuanto más pequeño sea el acero mayor es la probabilidad de pandeo del elemento.

### 2.4.2 Grados del acero

Los grados del acero son categorías que se asignan a diferentes tipos de acero en función de sus propiedades y composición química. Estas designaciones proporcionan información crucial sobre las capacidades y aplicaciones específicas de cada tipo de acero.

✓ **Acero al Carbono:**

A36: Uno de los grados más utilizados en construcción estructural debido a su versatilidad y facilidad de soldadura.

✓ **Acero de Baja Aleación:**

A572: Conocido por su alta resistencia y tenacidad, es utilizado en construcciones que requieren una mayor capacidad de carga.

✓ **Acero Inoxidable:**

304 y 316: Comúnmente utilizados en aplicaciones donde se necesita resistencia a la corrosión, como en la fabricación de equipos médicos y estructuras expuestas a condiciones ambientales adversas.

✓ **Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación:**

A514: Este grado ofrece una excelente resistencia y tenacidad, siendo ideal para aplicaciones como la fabricación de equipos pesados y estructuras de alto rendimiento

✓ **Acero para Herramientas:**

A2, D2: Diseñados para resistir altas temperaturas y desgaste, son utilizados en la fabricación de herramientas de corte y troqueles.

✓ **Acero Galvanizado:**

A653: Recubierto con zinc para resistir la corrosión, este tipo de acero se emplea comúnmente en la fabricación de productos expuestos a condiciones atmosféricas agresivas.

✓ **Acero de Alta Aleación:**

Inconel, Hastelloy: Estos grados especiales ofrecen propiedades, como resistencia a altas temperaturas y corrosión, y son utilizados en aplicaciones aeroespaciales y químicas.

### **2.4.3 Sistemas ASD y LRFD**

✓ **ASD**

El Sistema ASD (Allowable Stress Design) se basa en el concepto de esfuerzos admisibles, donde se establecen límites seguros para las tensiones y deformaciones que una estructura de acero puede experimentar. En factores de seguridad que buscan garantizar la integridad de la estructura ante cargas previamente definidas.

✓ **LRFD**

el sistema LRFD (Load and Resistance Factor Design) se basa en factores de carga y resistencia. Considerando una mayor gama de variables y factores que pueden afectar la seguridad de la estructura. Las cargas se dividen en diferentes combinaciones y se aplican factores de carga para tener en cuenta la variabilidad de las condiciones de servicio. Además, se utilizan factores de resistencia para tener en cuenta la incertidumbre en las propiedades del material y en la capacidad de carga de los elementos estructurales.

## **2.5 Perfiles laminados en caliente**

“Los perfiles laminados en caliente de acero están sometidos a una temperatura superior a la de recristalización, es decir una temperatura alrededor de 550 y 650 C°. Presenta grandes ventajas como elaboración de piezas de mayor tamaño, viéndose limitada en la geometría de la sección al poder fabricarse perfiles como los tipos I, o secciones cerradas rectangulares y circulares” (Nájera Ocampo, 2014).

## 2.5.1 Tipos de perfiles

### 2.5.1.1 Perfil tipo I

Un perfil metálico tipo I o W se refiere a un miembro estructural de acero que tiene una sección transversal que se asemeja a la letra "I" en su forma. Estos perfiles son ampliamente utilizados en la construcción de edificios, y otras estructuras debido a su alta resistencia y capacidad de carga. El perfil tipo I consta de dos alas horizontales conectadas por una sección central llamada alma. Esta disposición proporciona una distribución eficiente del material y una mayor rigidez, lo que los hace adecuados para soportar cargas verticales y horizontales.



Ilustración 8. Perfil tipo IPE

Fuente. Comercial Tuboferro. <http://tuboferro.es/?product=vigas-i-p-e>

### 2.5.1.2 Perfiles tipo HSS

Pertenece a un tipo de perfil hueco rectangular, cuadrada y circular, presenta una mejor respuesta a la torsión y compresión. La ventaja de su uso es que nos brindan versatilidad y alta resistencia, los perfiles HSS en cualquiera de sus formas son apreciados por su alta relación resistencia-peso, lo que los convierte en elecciones populares para la construcción de estructuras que necesitan soportar cargas significativas mientras se mantiene un peso reducido.

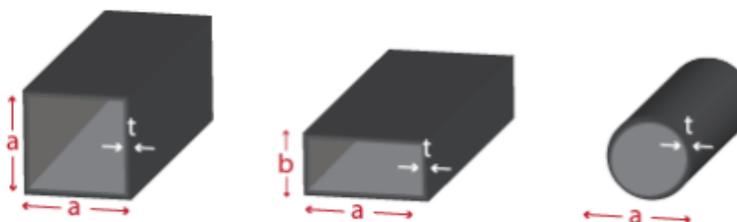


Ilustración 9. Perfiles HSS (cuadrado, rectangular, circular)

Fuente. Perfil HSS. <https://panel.com.mx/perfiles-de-acero/perfil-hss/>

## 2.6 Elementos estructurales mixtos

La combinación de hormigón armado y perfiles laminados en caliente en elementos sometidos a flexo compresión representa una poderosa sinergia en la ingeniería de estructuras. Esta técnica constructiva aprovecha la alta resistencia a la compresión del hormigón y la flexibilidad de los perfiles de acero laminado en caliente para crear elementos capaces de soportar cargas combinadas de flexión y compresión.

Al combinar la ductilidad del acero y la capacidad de carga del hormigón, estos elementos compuestos ofrecen un alto rendimiento y eficiencia en la distribución de cargas, asegurando la seguridad y estabilidad de las construcciones en una variedad de situaciones y escenarios de carga.

En el ámbito de las columnas compuestas, podemos distinguir entre dos categorías: las que tienen el perfil de acero integrado en el hormigón y aquellas en las que el hormigón se encuentra en el interior de un perfil de acero sellado.

Existen tres categorías de elementos sujetos a flexo compresión mixtos:

- Aquellas en las que el acero está integrado en el hormigón armado (SRC), “Steel Reinforced Concrete”.

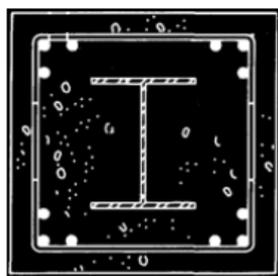


Ilustración 10. Columna SRC

Fuente. AISC, “Steel Design Guide 6: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete”, STEEL DESIGN GUIDE SERIES, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2001.

- Columnas de secciones circulares con acero relleno de hormigón armado (CFT), “Concrete Fillet Tube”.

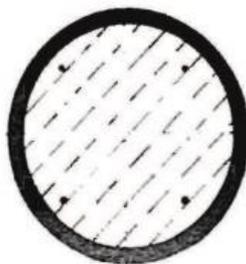


Ilustración 11. Columna CFT

Fuente. BRADFORD M. A., "Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes", *ACI Structural Journal*, 93(2), 229-235, March-April 1996.

- Columnas de secciones rectangulares con acero relleno de hormigón armado (RCFT), "Rectangular Concrete Filled Tube".



Ilustración 12. Columna RCFT

Fuente. BRADFORD M. A., "Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes", *ACI Structural Journal*, 93(2), 229-235, March-April 1996.

En elementos CFT o RCFT, el acero mejora la resistencia y ductilidad del hormigón gracias al efecto de contención que ejerce, evitando el pandeo local del perfil de acero y eliminando la necesidad de utilizar encofrados.

En elementos SRC, el hormigón previene el pandeo local del perfil de acero y además funciona como protección contra el fuego, este tipo de elementos sujetos a flexo compresión serán las elegidas para el caso de estudio en esta disertación.

### 2.6.1 Ventajas del uso de elementos estructurales mixtos

#### ✓ Resistencia y capacidad de carga

La combinación de hormigón y acero laminado en caliente permite aprovechar la alta resistencia a la compresión del hormigón y la resistencia a la tracción del acero, resultando en elementos capaces de soportar cargas significativas.

✓ **Eficiencia estructural**

La sinergia entre el hormigón y el acero maximiza la eficiencia en la distribución de cargas, lo que permite crear elementos más delgados y livianos en comparación con soluciones completamente de hormigón o acero.

✓ **Ductilidad**

La ductilidad inherente del acero contribuye a la capacidad de la estructura para absorber energía en situaciones de carga extrema, mejorando la resistencia ante eventos sísmicos o situaciones de impacto.

✓ **Reducción de costos**

La optimización de materiales y la mayor eficiencia estructural pueden conducir a ahorros significativos en términos de costos de construcción, ya que se utilizan menos materiales sin comprometer la seguridad y funcionalidad de la estructura.

✓ **Velocidad de construcción**

La facilidad de montaje y la prefabricación de componentes pueden acelerar el proceso de construcción en comparación con métodos tradicionales.

✓ **Resistencia a cargas y condiciones ambientales variadas**

La combinación de materiales permite abordar tanto cargas verticales como laterales, lo que es crucial en estructuras que enfrentan una variedad de condiciones climáticas y situaciones de carga.

✓ **Durabilidad**

La protección del acero laminado y la durabilidad del hormigón se complementan, lo que resulta en elementos estructurales que pueden resistir mejor la corrosión, fuego y los efectos del ambiente.

### **2.6.2 Desventajas del uso de elementos estructurales mixtos**

#### **✓ Complejidad de diseño**

La combinación de dos materiales diferentes puede aumentar la complejidad del diseño y análisis estructural, lo que requiere un conocimiento profundo de ambos materiales y su comportamiento conjunto.

#### **✓ Mano de obra especializada**

La construcción y montaje de elementos compuestos pueden requerir habilidades y conocimientos específicos que no todos los trabajadores de la construcción poseen, lo que puede aumentar los costos laborales.

#### **✓ Costos iniciales**

La implementación de elementos compuestos puede requerir una inversión inicial mayor debido a la necesidad de adquirir tanto el acero laminado como el hormigón y sus respectivos equipos de construcción.

#### **✓ Control de calidad y supervisión**

La correcta implementación de elementos compuestos exige un estricto control de calidad y supervisión durante la fabricación y construcción para asegurarse de que los materiales se utilicen adecuadamente y se cumplan los estándares requeridos.

#### **✓ Compatibilidad de materiales**

La compatibilidad entre el hormigón y el acero, especialmente en términos de dilatación y contracción térmica, debe ser considerada cuidadosamente para evitar problemas de deformación y fisuración.

#### **✓ Posibles problemas de corrosión**

Si no se toman medidas adecuadas para proteger el acero laminado, como recubrimientos anticorrosión, podría surgir la posibilidad de corrosión que afecte la integridad a largo plazo de los elementos compuestos.

## 2.7 Pórticos

Un pórtico es un elemento estructural que consiste en una serie de columnas verticales unidas por vigas horizontales, formando un marco rígido que proporciona soporte y estabilidad a una estructura. Los pórticos se utilizan comúnmente en la ingeniería para crear marcos de carga capaces de resistir y distribuir fuerzas, como cargas gravitatorias, viento y otras cargas laterales.

Los pórticos pueden ser de diferentes tamaños y formas, y se emplean en una variedad de aplicaciones, desde edificios comerciales e industriales hasta puentes y estructuras de soporte. La disposición de las columnas y las vigas en un pórtico proporciona una rigidez inherente que ayuda a resistir la deformación y la flexión bajo cargas, manteniendo la integridad de la estructura.

### 2.7.1 *Pórticos resistentes a momento*

Un pórtico resistente a momento es un tipo de estructura que está diseñada para resistir y distribuir las fuerzas de momento flector que actúan sobre ella. El momento flector es una fuerza de flexión que tiende a doblar o torcer una estructura, y es comúnmente causado por sismos de diseño que provocan deformaciones inelásticas que ocurren en las rótulas plásticas de los elementos.

Los pórticos resistentes a momento están compuestos por columnas y vigas que tienen la capacidad de transmitir momentos flectores entre sí, obedeciendo al criterio columna fuerte viga débil.

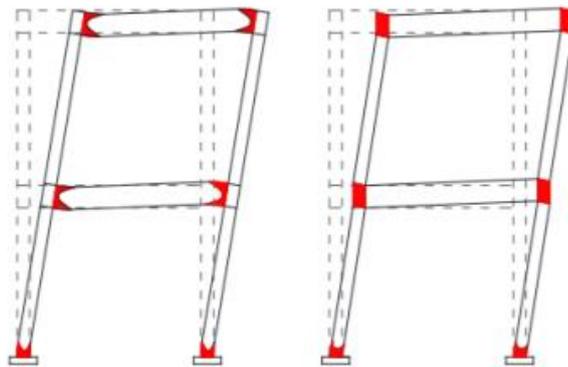


Ilustración 13. Zonas permitidas para deformaciones inelásticas en pórticos

Fuente. NEC Estructuras de Acero, pág. 41

### 2.7.1.1 Criterio Columna fuerte Viga débil

Este enfoque tiene en cuenta el comportamiento general de las estructuras bajo cargas extremas. Cuando ocurre una sobrecarga o un evento inusual, el criterio "columna fuerte, viga débil" ayuda a garantizar que la falla potencial ocurra de manera más predecible y controlada en las vigas, lo que puede ser menos peligroso y más fácil de reparar o reemplazar en comparación con una falla en las columnas.



Ilustración 14. Criterio columna fuerte - viga débil

Fuente. Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

## 2.8 Normativa Aplicada

### 2.8.1 Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)

La normativa ecuatoriana NEC-SE-CG es un conjunto de regulaciones y directrices establecidas para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras en situaciones no

relacionadas con sismos. Estas normas definen los criterios y valores de carga que deben ser considerados durante el diseño de estructuras en Ecuador. Al abordar aspectos como cargas permanentes, variables, vientos, nieve y otros factores climáticos, la norma busca asegurar que las construcciones cumplan con los estándares de seguridad y desempeño requeridos, contribuyendo así a la protección de la vida y el patrimonio de los ciudadanos, (NEC, 2015).

### ***2.8.2 Cargas sísmica y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)***

La normativa ecuatoriana NEC-SE-DS, representa un pilar fundamental en la construcción segura y resiliente en Ecuador. Estas directrices establecen criterios precisos para el cálculo y diseño de estructuras capaces de resistir los efectos de los sismos. Ecuador siendo un país propenso a la actividad sísmica, esta normativa se convierte en un marco esencial que garantiza la protección de vidas y estructuras. Al proporcionar lineamientos para la evaluación de cargas sísmicas, así como para la selección de materiales y técnicas constructivas adecuadas. (NEC, 2015).

### ***2.8.3 Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)***

La normativa ecuatoriana NEC-SE-HM, desempeña un papel crucial en el panorama de la construcción en Ecuador. Establecen parámetros esenciales para el diseño, análisis y construcción de elementos estructurales que utilizan hormigón reforzado con acero, garantiza la seguridad, la resistencia y la durabilidad de las construcciones en el país. Al abordar aspectos como la capacidad de carga y la adecuada distribución de refuerzos. (NEC, 2015).

### ***2.8.4 Estructuras de acero (NEC-SE-AC)***

La normativa ecuatoriana NEC-SE-AC, establecen los lineamientos fundamentales para el diseño de elementos estructurales fabricados en acero. Dado el amplio uso de este material en una variedad de proyectos, desde edificios hasta puentes y estructuras industriales, asegura la seguridad, la resistencia y la confiabilidad de las construcciones. Al abordar aspectos como

la capacidad de carga, la selección adecuada de perfiles y la conexión de elementos. (NEC, 2015).

### **2.8.5 Especificación para construcciones de acero (AISC 360-16)**

La normativa AISC 360-16, emitida por el American Institute of Steel Construction, constituye un pilar esencial en el diseño y construcción de estructuras de acero en diversas aplicaciones. Esta normativa americana establece los estándares y principios fundamentales para el cálculo, análisis, diseño de elementos y sistemas estructurales en acero. (AISC, 2016).

### **2.8.6 American Concrete Institute (ACI 318-19)**

La norma ACI 318-19, representa una evolución destacada en la ingeniería estructural contemporánea. Esta edición, marca importantes avances en el diseño y la construcción de estructuras de concreto.

La ACI 318-19 proporciona un enfoque integral para el diseño seguro, eficiente y sostenible de estructuras de concreto. Sus directrices abarcan una amplia gama de temas, desde la selección de materiales y las propiedades estructurales hasta los criterios de diseño sísmico y la resistencia al fuego.

Una característica destacada es su enfoque en el rendimiento basado en diseño, lo que significa que se pone un fuerte énfasis en la evaluación de la respuesta real de la estructura bajo diversas condiciones de carga y eventos sísmicos.

El contenido de este código abarca desde las propiedades físicas del concreto y el acero de refuerzo, hasta las disposiciones para la flexión, cortante, torsión y punzonamiento en elementos estructurales. (ACI, 2019).

## **2.9 Costos en la construcción de estructuras**

El estudio de los costos en la construcción de estructuras es un componente esencial en el proceso de planificación y ejecución de proyectos de construcción. Los costos no solo influyen en la viabilidad económica de un proyecto, sino que también determinan su eficiencia y rentabilidad a lo largo de su ciclo de vida. Desde la adquisición de materiales hasta la mano de obra, los servicios profesionales y otros gastos asociados, entender y gestionar los costos de manera efectiva es crucial para garantizar la entrega exitosa de una estructura que cumpla con los estándares de calidad, seguridad y funcionalidad requeridos.

El estudio de los costos implica analizar detalladamente todos los elementos que contribuyen al presupuesto del proyecto, identificando oportunidades de ahorro, optimización de recursos y toma de decisiones informadas. Desde la fase de diseño hasta la construcción y el mantenimiento posterior, evaluar los costos de manera sistemática permite a los profesionales de la construcción prever desafíos potenciales, evitar excesos de gastos y garantizar que los fondos se utilicen de manera eficiente y efectiva.

Este enfoque no solo beneficia a los propietarios y desarrolladores, sino también a ingenieros, arquitectos y contratistas, al brindarles una comprensión más profunda de cómo cada decisión de diseño y construcción impacta en los costos totales. Además, el estudio de los costos es una herramienta poderosa para fomentar la transparencia, la comunicación efectiva y la colaboración entre todos los actores involucrados en el proceso de construcción.

### ***2.9.1 Análisis de precios unitarios (APU)***

El análisis de precios unitarios es una herramienta esencial para estimar y desglosar los costos de cada componente o actividad que forma parte de un proyecto de construcción. También conocido como APU, este proceso permite una evaluación detallada de los recursos

necesarios, como materiales, mano de obra, equipos, transporte y otros gastos directos e indirectos, asociados a cada unidad de medida que se utiliza en la construcción.

El análisis de precios unitarios se realiza mediante una metodología sistemática que involucra varios pasos. Primero, se descompone el proyecto en elementos más pequeños y manejables, como excavaciones, cimentaciones, estructuras, acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, entre otros. Luego, para cada uno de estos elementos, se establecen las cantidades requeridas y se asignan los costos específicos, basados en precios de mercado y en las tarifas actuales de mano de obra del país.

Los precios unitarios se obtienen mediante la suma de los costos de todos los recursos involucrados en una unidad de medida particular, como metros cúbicos, metros cuadrados, unidades de longitud, etc. Además de los costos directos, se incluyen los costos indirectos, como gastos generales y beneficios, para tener una estimación completa y precisa.

Es importante recalcar que los precios unitarios deben estar respaldados por información actualizada sobre los precios de mercado y la disponibilidad de recursos. Los datos históricos y las cotizaciones de proveedores y contratistas son fuentes valiosas para garantizar la exactitud de los costos estimados, este respaldo lo brinda la revista CONSTRUCCIÓN expedida por la cámara de la industria de la construcción (CAMICON).

### **2.9.2 Presupuesto**

Un presupuesto es crucial para planificar y controlar los recursos financieros necesarios para llevar a cabo un proyecto de edificación. Es una estimación detallada de los costos totales involucrados en la ejecución de una obra, proporcionando una visión clara y precisa de los gastos que se anticipan desde el inicio hasta la finalización del proyecto.

El proceso de elaboración de un presupuesto de construcción implica una evaluación de todos los elementos que influyen en los costos, como materiales, mano de obra, equipo,

permisos y gastos generales. Además, se deben considerar factores como la ubicación geográfica, la complejidad del diseño, la calidad de los materiales requeridos y las condiciones del mercado en ese momento.

La elaboración de un presupuesto se inicia con la recopilación de datos precisos sobre las características del proyecto, los planos de construcción, las especificaciones técnicas y los detalles de diseño. Posteriormente, se realiza un desglose de costos por cada componente del proyecto, calculando cantidades, costos unitarios y totales. Se deben tener en cuenta los márgenes de utilidad, impuestos y los posibles imprevistos, creando así un presupuesto detallado y realista.

Es fundamental que el presupuesto se mantenga actualizado durante todo el proceso de construcción, ya que pueden surgir cambios y ajustes en función de las condiciones reales del proyecto. La gestión adecuada del presupuesto es esencial para controlar los gastos, evitar desviaciones financieras y garantizar la finalización exitosa del proyecto de construcción.

## **2.10 Metodología de diseño**

Es fundamental determinar métodos de diseño en el análisis estructural para garantizar la seguridad y la resiliencia de las edificaciones frente a eventos sísmicos. El diseño sísmico busca minimizar los riesgos y daños causados por terremotos, asegurando que las estructuras puedan resistir las fuerzas y las deformaciones generadas por estos eventos naturales.

### ***2.10.1 Método basado en fuerzas (DBF)***

El objetivo de este enfoque es seguir la filosofía de diseño para resistir sismos, que implica la prevención de daños en todos los componentes frente a temblores pequeños, la mitigación de daños estructurales graves y la gestión de daños no estructurales durante sismos moderados y poco frecuentes.

Es esencial que el modelo matemático refleje las características más significativas de su comportamiento dinámico. Se realizarán tanto un análisis estático como un análisis dinámico espectral, lo que requerirá la determinación precisa del espectro de diseño.

## 2.10.2 Cargas y combinaciones de carga para análisis y diseño

### 2.10.2.1 Carga Permanente (D)

Representa al peso de los elementos estructurales que actúan en permanencia como: paredes, muros, instalaciones, etc.

### 2.10.2.2 Carga Viva (L)

Corresponde al peso variable debido al uso de la estructura a diseñar conformada por el peso de personas, muebles, etc.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Cubiertas</b>	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	
<b>Residencias</b>	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80

Ilustración 15. Criterios de selección de cargas vivas

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

### 2.10.2.3 Carga Viento (W)

Se refiere a las fuerzas que ejerce el viento sobre la estructura, considerando dos criterios importantes como lo es el Barlovento que viene a ser el lado de la estructura que es golpeado por el viento definiendo sus valores con un signo + (presión). Sotavento que es la parte no afectada directamente por el viento definiendo sus valores por el signo – (succión).

### 2.10.2.3.1 *Velocidad instantánea máxima del viento*

“La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h)” (NEC-SE-CG, 2015).

### 2.10.2.3.2 *Velocidad corregida del viento*

“La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección  $\sigma$  que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno” (NEC-SE-CG, 2015).

$$V_b = V \cdot \sigma \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

$V_b$ : Velocidad corregida del viento en m/s.

$V$ : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura.

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

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

Ilustración 16. Velocidad corregida del viento y coeficientes de corrección  $\sigma$

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

### 2.10.2.3.3 Presión del viento

El viento ejerce presión sobre los componentes de la fachada. Para evaluar la capacidad del elemento para resistir la fuerza del viento, se calcula una presión denominada P.

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

$P$ : Presión de cálculo expresada en Pa ( $N/m^2$ )

$\rho$ : Densidad del aire expresada en ( $Kg/m^3$ ), en general se puede adoptar  $1.25 Kg/m^3$ .

$c_e$ : Coeficiente de entorno/altura.

$c_f$ : Coeficiente de forma (apartado de la ilustración 17)

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Ilustración 17. Factor de forma  $C_f$

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

Height above Ground Level, $z$		Exposure		
ft	m	B	C	D
0-15	0-4.6	0.57 (0.70) <sup>a</sup>	0.85	1.03
20	6.1	0.62 (0.70) <sup>a</sup>	0.90	1.08
25	7.6	0.66 (0.70) <sup>a</sup>	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	1.09	1.27
60	18.0	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	1.17	1.34
80	24.4	0.93	1.21	1.38
90	27.4	0.96	1.24	1.40
100	30.5	0.99	1.26	1.43
120	36.6	1.04	1.31	1.48
140	42.7	1.09	1.36	1.52
160	48.8	1.13	1.39	1.55
180	54.9	1.17	1.43	1.58
200	61.0	1.20	1.46	1.61
250	76.2	1.28	1.53	1.68
300	91.4	1.35	1.59	1.73
350	106.7	1.41	1.64	1.78
400	121.9	1.47	1.69	1.82
450	137.2	1.52	1.73	1.86
500	152.4	1.56	1.77	1.89

Ilustración 18. Determinación simplificada del factor de forma  $C_e$

Fuente. ASCE 7-16, pág. 218, 2016

#### 2.10.2.4 Carga Granizo ( $S$ )

Considera la acumulación de granizo a corto plazo en la estructura, se toma en cuenta en regiones con más de 1500 metros sobre el nivel del mar.

$$S = \rho_s \cdot H_s \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

$\rho_s$ : Peso específico del granizo, en defecto 1000 ( $Kg/m^3$ )

$H_s$ : Altura de acumulación (m)

“Para cubiertas con pendientes menores del 15%: Se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m<sup>2</sup>” (NEC-SE-CG, 2015).

“Para cubiertas con pendientes menores del 5% Se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m<sup>2</sup>” (NEC-SE-CG, 2015).

Combinación 1

1.4 D

Combinación 21.2 D + 1.6 L + 0.5max[L<sub>r</sub> ; S ; R]Combinación 3\*1.2 D + 1.6 max[L<sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]Combinación 4\*1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L<sub>r</sub> ; S ; R]Combinación 5\*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

\*Para las combinaciones 3, 4 y 5:  $L=0.5 \text{ kN/m}^2$  si  $L_0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$  (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Ilustración 19. Combinaciones para el diseño por última resistencia

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

Donde:

D: Carga permanente

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga (carga viva)

L<sub>r</sub>: Sobrecarga cubierta (carga viva)

S: Carga de granizo

W: Carga de viento

## 2.11 Recomendaciones de diseño de elementos estructurales

### 2.11.1 Columnas SRC

En este apartado se describen los enfoques de diseño sugeridos para la categoría de columna mixta SRC, basándose en las conclusiones derivadas de la investigación realizada por

Carrasco, S. (2019). Se aconseja emplear el método de diseño establecido en el código ACI 318-19, dado que demostró una correlación más sólida con los resultados obtenidos en pruebas experimentales.

### 2.11.1.1 *Diseño por compresión*

En el diseño a compresión de columnas mixtas, la normativa AISC 360-16 establece criterios detallados para calcular la capacidad de carga de la columna y garantizar su estabilidad bajo cargas compresivas. Se consideran factores como las propiedades del material, las dimensiones geométricas y los límites de esbeltez para optimizar el rendimiento estructural.

$$\phi * P_{n_{max}} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}) \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón

$A_c$ : Área del hormigón armado

$A_s$ : Área del perfil de acero

$A_{sr}$ : Área total de las armaduras longitudinales

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal

$\phi_c$ : 0.65

La rigidez efectiva se calcula de la siguiente manera

$$EI_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

$I_g$ : Área total de la columna mixta

$I_{sx}$ : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte

$I_{srx}$ : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón

$E_s$ : Módulo de elasticidad del perfil de acero

$E_{sr}$ : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal

$\beta_d$ : Es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Cuando se desconocen las fuerzas mayoradas se puede aproximar  $\beta_d = 0.6$

### 2.11.1.2 *Diseño por tracción*

Aunque las columnas mixtas están predominantemente sujetas a cargas compresivas, la normativa AISC 360-16 también aborda el diseño a tracción. Esto es crucial para situaciones en las que las columnas pueden estar sujetas a fuerzas de tracción, como en el caso de cargas de viento o cargas sísmicas.

Debe cumplir  $\phi \cdot P_n > P_u$ ,

Donde:

$P_u$ : se obtiene de las solicitaciones de tracción en la columna

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

$A_s$ : Área de la sección de acero

$A_{sr}$ : Área de los refuerzos longitudinales

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Los factores de minoración de la resistencia son:

$$\phi_t = 0.90(\text{LRFD}); \Omega_t = 1.67(\text{ASD}).$$

### 2.11.1.3 *Diseño por corte*

Se sugiere que al diseñar las columnas SRC, se tenga en cuenta tanto la resistencia del acero como la del hormigón.

Cuando se opta por considerar la resistencia del acero y se sigue el enfoque establecido en el código AISC 360-16, se requiere calcular la resistencia al corte ( $V_n$ ) teniendo en cuenta la resistencia del perfil de acero incrustado y, si está presente, añadir la resistencia del refuerzo transversal al corte. (Carrasco, S, 2019).

$$V_n = V_s + V_{sv} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot d}{s} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

$V_s$ : Resistencia nominal al corte del perfil de Acero (N)

$V_{sv}$ : Resistencia nominal al corte de la armadura de confinamiento de la columna (N)

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero (MPa)

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de la armadura de confinamiento (MPa)

$A_w$ : Área del alma traccionada, corresponde a la altura total del alma multiplicada por el espesor de ésta ( $d_s \times t_w$ ) ( $\text{mm}^2$ )

$A_{st}$ : Área de la armadura de confinamiento ( $\text{mm}^2$ )

$C_v$ : Coeficiente de corte del Alma

$d$ : Profundidad efectiva de la sección de hormigón (mm)

$s$ : Espaciamiento de la armadura de confinamiento (mm)

Para calcular el valor de  $C_v$  se debe tener presente lo siguiente:

- Si se considera solo la contribución del perfil embebido  $C_v = 1$
- Si se considera únicamente la contribución del hormigón el  $C_v$  se calculará:

❖ Miembros sometidos a corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 8})$$

❖ Miembros sometidos a compresión:

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_U}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 9})$$

- ❖ Miembros sometidos a tracción

$$V_c = 0 \quad (\text{Ec. 10})$$

- ❖ Miembros sometidos a una fuerza axial significativa

$$V_c = \left( 1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

$b_w$ : Anchura de la sección de hormigón.

$d$ : Alto de la sección de hormigón.

$A_g$ : Área de la sección total de la columna.

$N_u$ : Carga axial negativa para tracción.

#### 2.11.1.4 Restricciones geométricas

Para las columnas mixtas de tipo SRC, se aplican las siguientes limitaciones en términos de geometría:

- El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total. (AISC 360-16).
- La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, materializadas como estribos, ganchos o armaduras helicoidales. (AISC 360-16).
- Cuando se empleen ganchos, un mínimo de ya sea una barra No. 3 (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra No. 4 (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas deberá ser empleado. Refuerzo de alambre deformado o soldado de área equivalente es permitido. (AISC 360-16).
- El espaciamiento máximo de ganchos laterales no debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la columna. (AISC 360-16).
- La cuantía mínima del refuerzo,  $\rho_{sr}$ , debe ser 0,004, donde es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (\text{Ec. 12})$$

donde:

$A_g$  = área bruta del miembro compuesto, cm<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_{sr}$  = área de barras de refuerzo continuo, cm<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

AISC establece requisitos mínimos de densidad de acero, tanto estructural como de refuerzo para considerar la sección como compuesta. Si estos requisitos no se cumplen, la sección se considera simplemente como una sección de hormigón armado.

$$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d) \quad (\text{Ec. 13})$$

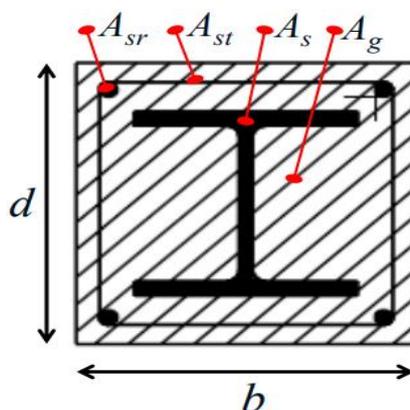


Ilustración 20. Parámetros de verificación de sección compuesta

Fuente. AISC 360-16

### 2.11.1.5 Agrietamiento en secciones compuestas

“La resistencia a tracción del concreto no deberá ser considerada para la determinación de la resistencia nominal de miembros compuestos por lo cual se define un valor de 1 como agrietamiento de las secciones compuestas. Los efectos por pandeo local no necesitan ser considerados para los miembros compuestos embebidos.” (AISC 360-16, Pág. 139)

### 2.11.2 Diseño de vigas

Mediante un criterio conservador se diseñará las vigas de la siguiente manera considerando que la relación  $b/h$  óptima será de  $h = 0.5b$  y como condición extra al estar en una zona sísmica el caso de estudio la altura mínima no debe ser inferior a 25 cm.

$$Viga = \frac{\text{Longitud mas grande}}{14} \quad (\text{Ec. 14})$$

### ***2.11.3 Altura de losa de alivianamiento***

$$hlosa = \frac{\text{Luz mas grande}}{24} \quad (\text{Ec. 15})$$

## **2.12 Parámetros de análisis estático y dinámico**

### ***2.12.1 Caracterización del suelo***

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su libro de cargas sísmicas, diseño sismo resistente categoriza el suelo en 6 tipos, siendo esta clasificación aplicable a los primeros 30 metros de la superficie del terreno, a excepción del tipo F que se reserva para suelos especiales.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Ilustración 21. Tipos de perfiles de suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.12.2 Obtención 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” (NEC-SE-DS, 2015).

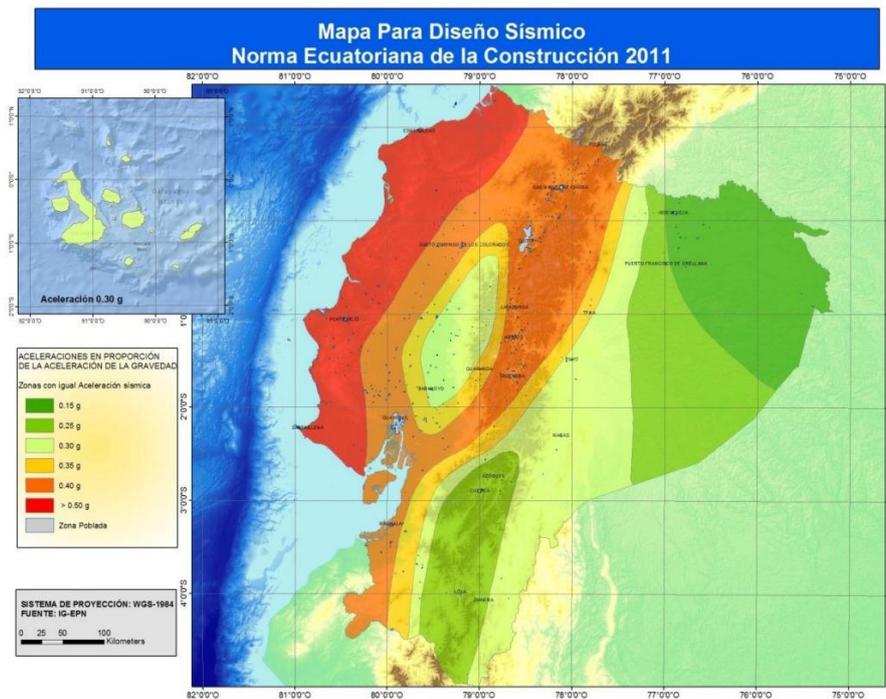


Ilustración 22. Ecuador, zonas sísmicas

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

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

Ilustración 23. Factor Z en función de la zona sísmica

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.12.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

- Fa: Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

Ilustración 24. Factores de sita Fa

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- Fd: Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamientos en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Ilustración 25. Factores de sitio Fd

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- Fs: Comportamiento no lineal del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Ilustración 26. Comportamiento no lineal del suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

#### 2.12.4 Selección de valores $\eta$ y $r$

“ $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral en un período de 0.1 s, la normativa ecuatoriana de construcción basada en las gráficas de peligro sísmico, indican una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años con un retorno de 475 años en roca, estos valores dependen netamente de la ubicación” (NEC-SE-DS, 2015).

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

“ $r$  es un valor para obtener el espectro elástico de diseño cuando el período de la estructura ( $T$ ) es mayor al período límite de vibración ( $T_c$ )” (NEC-SE-DS, 2015).

- $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$  para tipo de suelo E.

### 2.12.5 Coeficiente de importancia $I$

“El propósito del factor  $I$  es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015).

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente $I$
<b>Edificaciones esenciales</b>	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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Ilustración 27. Tipo de uso, destino e importancia

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.12.6 Factor de reducción de resistencia sísmica $R$

Si se planifica una estructura considerando una forma de fallo anticipada y con una adecuada capacidad de deformación, la normativa NEC posibilita la aplicación del factor  $R$ , el cual disminuye las fuerzas sísmicas empleadas para el diseño de la construcción. Esta magnitud variará según características como el tipo de estructura, el suelo, la capacidad de deformación, entre otros. Sin embargo, cuando la importancia de la edificación es superior a 1, no será apropiado utilizar el factor  $R$ .

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA	R
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sísmo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos de hormigón armado con vigas banda con muros o diagonales	7
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sísmo 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
Pórticos especiales sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5

Ilustración 28. Factor de reducción R, sistemas dúctiles y de ductilidad limitada

Fuente 1. NEC-SE-DS, 2015

### 2.12.7 Coeficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ (Planta y Elevación)

Las anomalías presentes en una estructura, tanto en su disposición en planta como en su configuración vertical, conducen a un comportamiento ineficiente o inusual durante un evento sísmico. Por ello, la NEC emplea coeficientes que incrementarán la carga de corte en la base según la situación que se presente. Es importante destacar que este aumento en la resistencia no corrige una respuesta inapropiada de la estructura, por lo que se sugiere evitar estas irregularidades.

“Se permitirá utilizar el procedimiento DBF únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación es decir cuando  $\phi_P = \phi_E = 1$ ” (NEC-SE-DS, 2015).

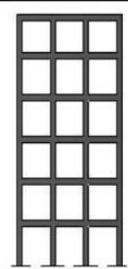
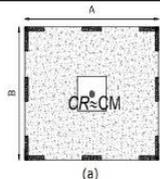
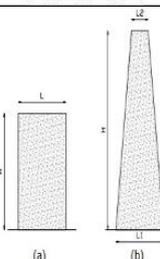
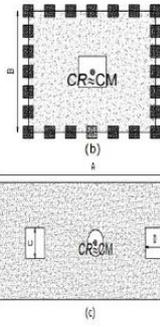
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporcados, es constante en todos los niveles.</p> <p><math>\phi_{E1}</math></p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p><math>\phi_{P1}</math></p>	
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p><math>\phi_{E1}</math></p>			

Ilustración 29. Sistemas estructurales regulares recomendados DBF

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

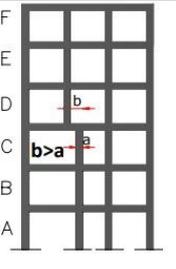
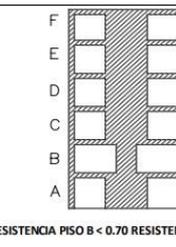
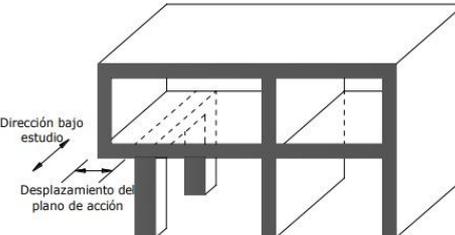
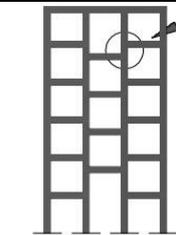
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b> Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B &lt; 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Ilustración 30. Sistemas estructurales irregulares

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

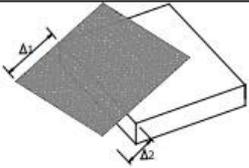
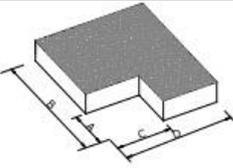
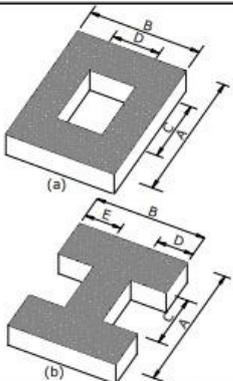
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente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

Ilustración 31. Coeficientes de irregularidad en planta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

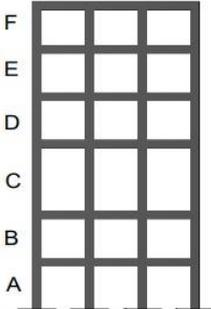
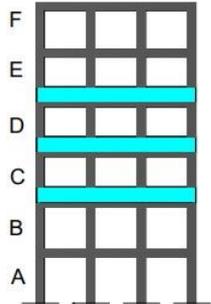
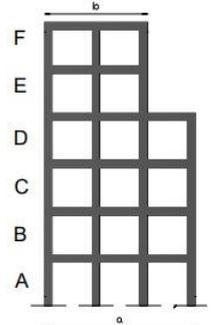
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  Rigidez <math>K_C &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></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>	

Ilustración 32. Coeficientes de irregularidad en elevación

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

“En caso de estructuras irregulares, se debería privilegiar el uso del DBD: Diseño basado en desplazamientos” (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.12.8 Periodos límites de vibración $T_o$ y $T_c$

Estos periodos son fundamentales para el análisis y diseño sísmico de estructuras, ya que permiten determinar la respuesta ante las fuerzas sísmicas de diseño.

$T_o$ : Periodo fundamental inicial de vibración, representa la duración de una oscilación completa del sistema.

$T_c$ : Periodo fundamental final de vibración, indica el tiempo necesario para que el sistema alcance su máxima respuesta bajo las fuerzas sísmicas específicas.

Estos periodos son esenciales para establecer la rigidez, la capacidad de disipación de energía y el comportamiento global de la estructura.

$$T_o = 0,1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

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

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo.

### 2.12.9 Carga sísmica reactiva ( $W$ )

Debemos calcular la carga reactiva experimentada por la estructura durante un evento sísmico. Esta carga se establecerá como equivalente a la suma de la carga muerta total de la estructura. Sin embargo, en el caso de estructuras destinadas al almacenamiento o bodegas tendrán condiciones especiales.

$$W = D \text{ (general)} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$W = D + 0.25 L \text{ (bodegas)} \quad (\text{Ec. 19})$$

### 2.12.10 Secciones agrietadas

En el caso de estructuras de hormigón armado se debe precautelar el uso de este tipo de secciones agrietadas de la siguiente manera.

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales

### 2.12.11 *Periodo de vibración (T)*

Mediante la siguiente ilustración podemos aproximar el valor del periodo de vibración de la estructura, donde influye el parámetro “ $h_n$ ” referente a la altura de la estructura desde su base.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$T$ : Período fundamental de vibración de la estructura.

$C_t$  y  $\alpha$ : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Ilustración 33. Fórmula y parámetros de cálculo del periodo de vibración  $T$

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.12.12 *Espectro de diseño por aceleraciones $S_a(T)$*

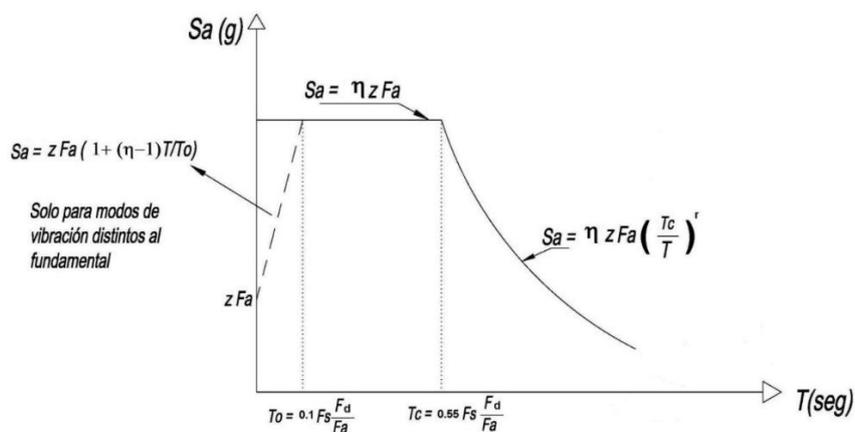


Ilustración 34. Determinación del espectro de respuesta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

“El espectro de respuesta por aceleraciones, se escoge dependiendo de los factores establecidos anteriormente, como el tipo de suelo, los coeficientes  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y la zona sísmica donde está ubicado la edificación” (NEC-SE-DS, 2015).

$$S_a = \eta * z * F_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 21})$$

$$S_a = \eta * z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r ; \text{ para } T > T_c \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

$S_a$ : Espectro de respuesta elástica de las aceleraciones. Viene determinado por el periodo o modo de vibración de la estructura.

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

### 2.13 Análisis estático

Este tipo de análisis es fundamental en el diseño y la verificación de edificaciones, puentes, torres y otras estructuras para asegurar que cumplan con los criterios de seguridad, eficiencia y funcionalidad requeridos.

El objetivo principal del análisis estático es determinar las reacciones, deformaciones, esfuerzos y desplazamientos que experimentará una estructura bajo la acción de las fuerzas y cargas aplicadas. Estas fuerzas pueden incluir su propio peso, carga muerta, cargas vivas, cargas de viento, entre otras.

#### 2.13.1 Determinación del cortante basal

El cortante basal es el resultado de la distribución de las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura, transmitiéndose desde la parte superior hasta la base, donde se encuentran los cimientos. Este fenómeno es especialmente crucial en zonas sísmicas, donde las cargas sísmicas pueden generar movimientos laterales significativos que deben ser contrarrestados por la estructura.

$$V = \frac{I S a}{R \phi_P \phi_E} \quad (\text{Ec. 23})$$

- Donde:
- $V$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- $I$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- $R$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- $\phi_P \phi_E$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

### 2.13.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La normativa ecuatoriana de construcción nos da parámetros extras estudiando la dinámica de la estructura en estos casos.

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

Ilustración 35. Valores determinación factor K

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.13.3 Distribución horizontal del cortante basal

“El cortante de piso  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición. La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares” (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.13.4 Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

Momentos ocasionados por las excentricidades de las cargas laterales de diseño de los pisos superiores considerando un valor adicional de torsión accidental.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 24})$$

- Donde:
- $A_x$ : Factor de amplificación torsional.
- $\delta_{prom}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.
- $\delta_{max}$ : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

“Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$  el cual no deberá ser superior a 3” (NEC-SE-DS, 2015).

## 2.14 Análisis dinámico

“Para el análisis dinámico se empleará el espectro de respuesta de aceleraciones inelásticas presentado anteriormente, para estudiar un posible comportamiento de la edificación bajo un sismo de diseño. Se utilizará la combinación modal CQC, debido a que esta se basa en un acoplamiento estadístico entre modos similares provocados por un amortiguamiento, evitando que estos se superpongan” (Guerra Marcelo, 2015).

### 2.14.1 Efectos de segundo orden e índice de estabilidad

“Los efectos  $P-\Delta$  resultan de efectos de segundo orden que aumentan las fuerzas internas y los momentos, a menudo de manera significativa. El factor de estabilidad  $Q_i$  es la proporción entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden. Para calcular este factor de

estabilidad en una dirección específica y en un determinado nivel de un edificio” (NEC-SE-DS, 2015).

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$ : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$ .

$\Delta_i$ : Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso  $i$ .

$h_i$ : Altura del piso  $i$  considerado.

“Si  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, si el índice es menor a 0.1, no se consideraran los efectos P- $\Delta$ ” (NEC-SE-DS, 2015).

En caso de estar dentro del rango necesitamos usar un factor de mayoración.

$$f_{p-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

$f_{p-\Delta}$ : Factor de mayoración.

$Q_i$ : Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

#### **2.14.2 Control de derivas de piso permitidas**

“Se llevará a cabo un control de las deformaciones, esto se logrará calculando las máximas desviaciones inelásticas en cada nivel del edificio. El diseñador tendrá la responsabilidad de asegurarse de que la estructura exhiba deformaciones inelásticas controlables, lo que resultará en una mejora sustancial del diseño conceptual. Los valores

máximos para estas deformaciones se han establecido considerando que se utilizará secciones agrietadas” (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta_m = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (\text{Ec. 27})$$

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Ilustración 36. Fórmula derivas de piso y límites máximos permitidos

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

### 2.14.3 Corrección del cortante

La correcta estimación del cortante en estructuras de hormigón armado es esencial para garantizar su respuesta adecuada ante cargas laterales, tales como sismos o vientos.

La metodología se basa en la revisión crítica de las técnicas existentes para la determinación del cortante en estructuras, seguida de la implementación de mejoras en el modelo de análisis en ETABS. Se presta especial atención a los parámetros que influyen en la distribución del cortante basal, incluyendo la rigidez de los elementos, la masa de la estructura y las condiciones de apoyo.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	784,7992	0,000001691
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000002211	784,7992

Ilustración 37. Ejemplo de cálculo para corrección del cortante

Fuente. Etabs 2021

$$\frac{\text{Espectro X}}{SX} = 80 \% \quad (\text{Ec. 28})$$

Una vez realizada la Ec.27 y no cumplir con el parámetro del 80%, se debe multiplicar el cortante indicado en el software ETABS por el valor resultante del factor de corrección.

### III.MODELACIÓN

#### 3.1 Datos generales del proyecto

Los arquetipos de diseño están situados en el norte de la ciudad de Quito. La altura entre cada piso será de 3 metros. Estas estructuras tienen una disposición regular tanto en su distribución en planta como en elevación. Cada arquetipo consta de cuatro ejes en ambos sentidos (horizontal y vertical), con luces de 4 metros.

Diseñaremos el arquetipo 1 que consta de: 4 pisos con luces de 4 metros con pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el arquetipo 3, de 4 pisos con luces de 4 metros, pero sus elementos estructurales sujetos a flexo compresión estarán constituidos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente completamente embebidos, estos arquetipos diseñados serán igualados en sus porcentajes de derivas para su comparación estructural y presupuestaria.

El arquetipo 2 y el arquetipo 4 será ajustado a la nueva malla de diseño que sería de luces de 6 metros cambiando sus características de diseño en los elementos estructurales siempre y cuando sean necesarias mediante una revisión exhaustiva del cumplimiento de la normativa y su seguridad estructural.

### 3.2 Estructuración general del arquetipo 1

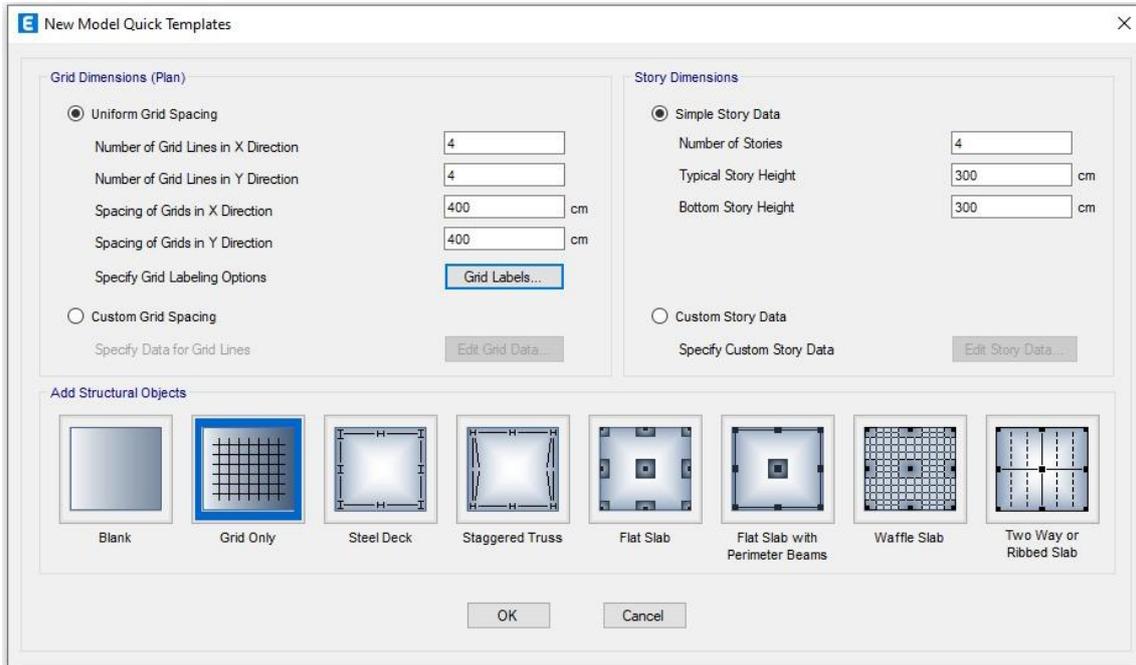


Ilustración 38. Parámetros de Grid

Fuente. Etabs 2021

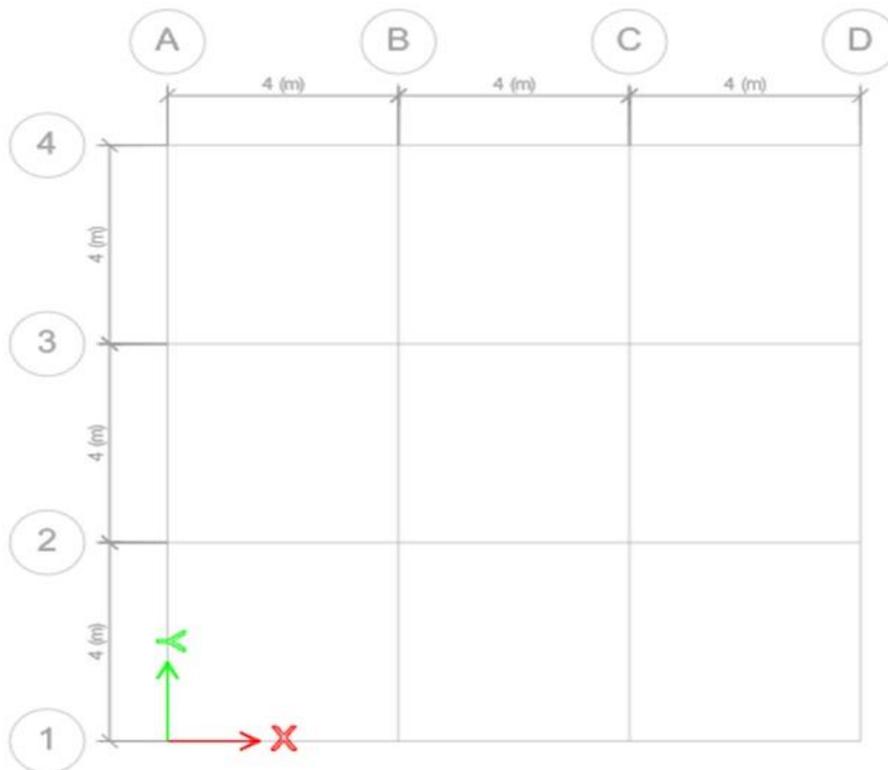


Ilustración 39. Formulación en planta del proyecto ejes X y Y

Fuente. Etabs 2021

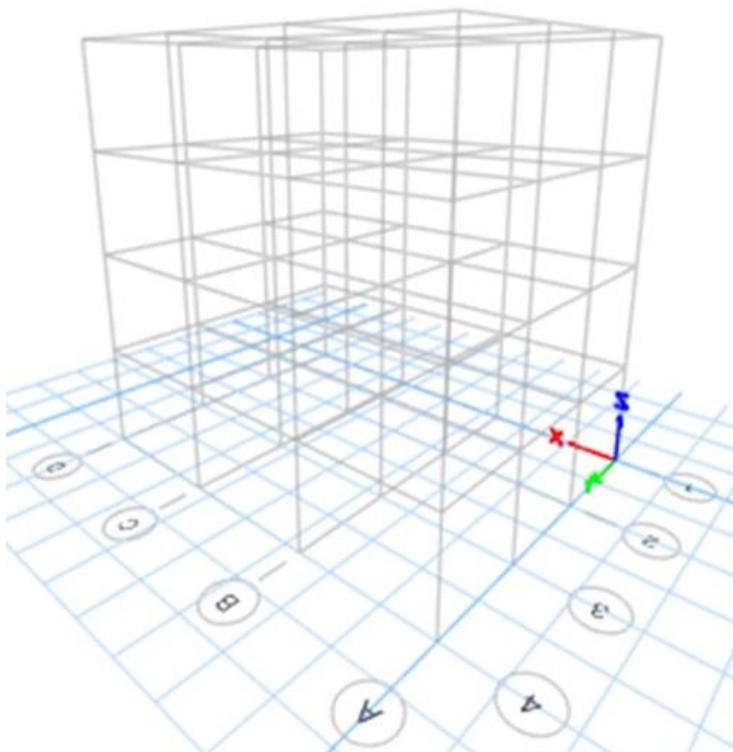


Ilustración 40. Formulación en elevación del proyecto

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.1 Materiales

El material utilizado para columnas y para vigas será un hormigón armado de un  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ . En el diseño estructural, es común utilizar una fórmula empírica para estimar el módulo de elasticidad del hormigón a partir de su resistencia a la compresión. Una de las ecuaciones más utilizadas es la siguiente:

$$E = 12400 \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

E: es el módulo de elasticidad del hormigón.

$f'c$ : es la resistencia característica a la compresión del hormigón.

Es importante destacar que esta fórmula empírica se basa en datos promedio y no tiene en cuenta todas las variables que pueden influir en el módulo de elasticidad del hormigón. Además, su precisión puede variar según las características específicas del hormigón utilizado.

Ilustración 41. Propiedades del hormigón

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.2 Carga permanente

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

CARGA PERMANENTE		
Paredes	0,15	T/m2
Acabados	0,1	T/m2
Instalaciones	0,1	T/m2
Paredes	0,15	T/m2
Acabados	0,1	T/m2
Instalaciones	0,1	T/m2
<b>Total</b>	<b>0,35</b>	<b>T/m2</b>
<b>CP</b>	<b>0,35</b>	<b>T/m2</b>

Ilustración 42. Valores cargas permanentes

Fuente. Excel de autoría Propia

Por otro lado, en la cubierta solo se tomará en cuenta la carga por instalaciones, ya que representa a una cubierta inaccesible.

$$CP \text{ cubierta} = 0, 10 \text{ T/m}^2$$

### 3.2.3 Carga viva

A la hora de diseñar una estructura. 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 otras. Detalladas en la ilustración 15 de este documento.

CARGA VIVA		
CV	0,20	T/m <sup>2</sup>

Ilustración 43. Valores carga viva

Fuente. Excel de autoría Propia

### 3.2.4 Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga tomaremos las referenciadas de la combinación para el diseño por última carga de la norma NEC (Cargas No Sísmicas), detalladas en la ilustración 19 de este documento.

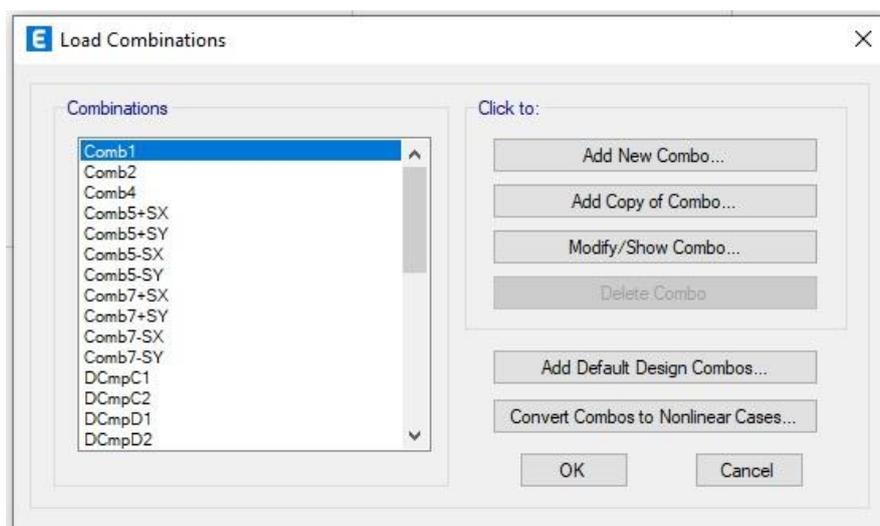
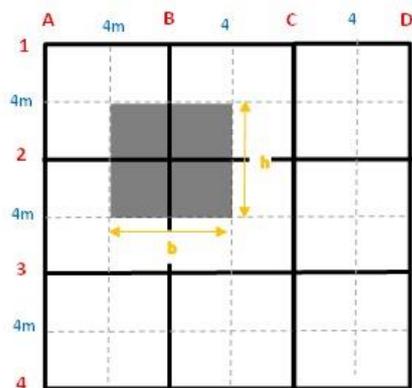


Ilustración 44. Combinaciones de carga

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.5 Predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 1 y 3)

DATOS GENERALES:			
PLANTAS DEL EDIFICIO:	Plantas=	4	pisos
CARGA MUERTA:	CM=	0,35	T/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA:	CV=	0,20	T/m <sup>2</sup>
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

■	Área cooperante	(Ac)
---	-----------------	------

b=	4	m
h=	4	m

Ac	=	16	m <sup>2</sup>
----	---	----	----------------

**Carga de diseño última**

$$W_u = 1,2 CM + 1,6 CV$$

Wu=	0,74	T/m <sup>2</sup>
-----	------	------------------

$$P_u = W_u \times \#pisos \times Ac$$

Pu=	47,36	T
-----	-------	---

**Dimensión de columnas**

$$AG = P_u \times k$$

AG=	899,84	cm <sup>2</sup>
AG=	0,09	m <sup>2</sup>

a=	0,35	m
b=	0,35	m

AG=	a x b =	0,12	m <sup>2</sup>
-----	---------	------	----------------

OK

k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

Área cooperante	(Ac)
-----------------	------

b=	2	m
h=	4	m

Ac	=	8	m <sup>2</sup>
----	---	---	----------------

Carga de diseño última

$Wu = 1,2 CM + 1,6 CV$

Wu=	0,74	T/m <sup>2</sup>
-----	------	------------------

$Pu = Wu \times \#pisos \times Ac$

Pu=	23,68	T
-----	-------	---

Dimensión de columnas

$AG = Pu \times k$

AG=	449,92	cm <sup>2</sup>
AG=	0,045	m <sup>2</sup>

a=	0,35	m	
b=	0,35	m	
AG=	a x b =	0,12	m <sup>2</sup>

OK

Ilustración 45. Parámetros de diseño de elementos a flexo compresión

Fuente. Excel de autoría propia

Dimensión de vigas

$$b \text{ viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje x)}}{14}$$

b viga=	0,3	m
---------	-----	---

$$h \text{ viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje y)}}{14}$$

h viga=	0,3	m
---------	-----	---

(Ec.12)

Altura losa de aliviamiento

$$h \text{ losa} = \frac{\text{Luz mas grande}}{14}$$

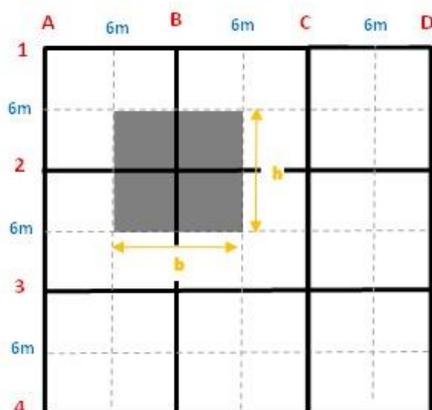
h losa=	0,2	m
---------	-----	---

(Ec.13)

Ilustración 46. Parámetros de diseño de vigas y altura de losa

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.6 Predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 2 y 4)



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

b=	6	m
h=	6	m

Ac	=	36	m <sup>2</sup>
----	---	----	----------------

**Carga de diseño última**

$$W_u = 1,2 CM + 1,6 CV$$

W <sub>u</sub> =	0,74	T/m <sup>2</sup>
------------------	------	------------------

$$P_u = W_u \times \#pisos \times A_c$$

P <sub>u</sub> =	106,56	T
------------------	--------	---

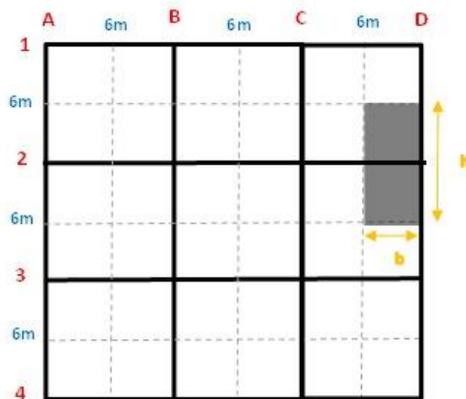
**Dimensión de columnas**

$$AG = P_u \times k$$

AG=	2024,64	cm <sup>2</sup>
AG=	0,20	m <sup>2</sup>

a=	0,45	m	
b=	0,45	m	
AG=	a x b =	0,20	m <sup>2</sup>

OK



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

b=	3	m
h=	6	m

Ac	=	18	m <sup>2</sup>
----	---	----	----------------

**Carga de diseño última**

$$W_u = 1,2 CM + 1,6 CV$$

W <sub>u</sub> =	0,74	T/m <sup>2</sup>
------------------	------	------------------

$$P_u = W_u \times \#pisos \times A_c$$

P <sub>u</sub> =	53,28	T
------------------	-------	---

**Dimensión de columnas**

$$AG = P_u \times k$$

AG=	1012,32	cm <sup>2</sup>
AG=	0,101	m <sup>2</sup>

a=	0,45	m	
b=	0,45	m	
AG=	a x b =	0,20	m <sup>2</sup>

OK

Ilustración 47. Parámetros de diseño de elementos sujetos a flexo compresión

Fuente. Excel de autoría propia

**Dimensión de vigas**

$$b_{viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje x)}}{14} \qquad h_{viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje y)}}{14} \qquad (\text{Ec.12})$$

<b>b viga=</b>	0,4	m	<b>h viga=</b>	0,4	m
----------------	-----	---	----------------	-----	---

**Altura losa de aliviamiento**

$$h_{losa} = \frac{\text{Luz mas grande}}{14} \qquad (\text{Ec.13})$$

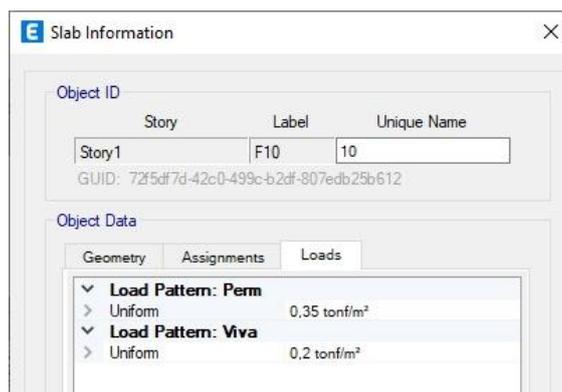
<b>h losa=</b>	0,25	m
----------------	------	---

*Ilustración 48. Parámetro de diseño de losa y vigas*

*Fuente. Excel de autoría propia*

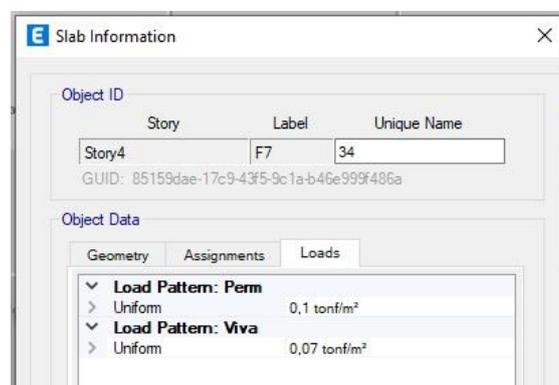
### 3.2.7 Cargas de diseño

Se ingresará una carga permanente de 0.35 Ton/m<sup>2</sup> y una carga viva de 0.2 Ton/m<sup>2</sup> en el piso 1, 2, 3 y, por otro lado, en la cubierta la carga permanente ingresada es de 0.1 Ton/m<sup>2</sup> y una carga viva de 0.07 Ton/m<sup>2</sup>.



*Ilustración 49. Cargas de diseño piso 1,2,3 arquetipo 1,2,3,4*

*Fuente. Etabs 2021*



*Ilustración 50. Cargas de diseño en cubierta arquetipo 1,2,3,4*

*Fuente. Etabs 2021*

### 3.2.8 Cortante basal y espectro de diseño

#### 1) FACTOR DE ZONA SISMICA

No. Pisos=	4
------------	---

Elija la parroquia=	CALDERON (CARAPUNGO)
---------------------	----------------------

Provincia	PICHINCHA
Z=	0,4

Zona sismica=	V
Peligro sismico=	Alta

#### 2) FACTOR DE IMPORTANCIA

Elija el tipo de uso=	Otras estructuras
-----------------------	-------------------

I=	1
----	---

#### 3) TIPO DE SUELO

Elija perfil de suelo tipo=	D
-----------------------------	---

#### 4) CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Elija configuración estructural=	Pórticos de hormigón sin muros ni diagonales
----------------------------------	--

C <sub>t</sub> =	0,055
α=	0,9

Altura máxima de la estructura	h <sub>n</sub> =	12	m
--------------------------------	------------------	----	---

#### 5) PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0,5148 \text{ seg}$$

## 6) CÁLCULO DE ACELERACIÓN

$$T_o = 0,1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

F <sub>a</sub> =	1,2
F <sub>d</sub> =	1,19
F <sub>s</sub> =	1,28
T <sub>o</sub> =	0,13 seg
T <sub>c</sub> =	0,70 seg

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \rightarrow \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \rightarrow \text{para } T \geq T_c$$

Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galapagos

n= 2,480

r= 1,000

S<sub>a</sub>= 1,190

## 7) FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas

R= 6,00

## 8) CONFIGURACIÓN DE ELEVACIÓN

Altura de entepiso constante, dimensión del muro constante o varia proporcionalmente

φ<sub>e</sub>= 1,00

## 9) CONFIGURACIÓN EN PLANTA

El centro de rigidez es semejante al centro de masa

φ<sub>p</sub>= 1,00

## 10) CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E}$$

W= 1 Ton

V= 0,1984 Ton

## 11) VALOR K

Valores de T (s)	k
≤ 0,5	1
0,5 < T ≤ 2,5	0,75 + 0,50 T
> 2,5	2

T	K
T < 0,5	1
0,5 - T - 2,5	1,007
T > 2,5	2

K = 1,0074

## 12) ANALISIS ESTÁTICO LINEAL

Resumen de datos:	
Ubicación=	CALDERON (CARAPUNGO)
Provincia=	PICHINCHA
Z=	0,4
Zona sísmica=	V
Peligro sísmico=	Alta
Tipo de suelo=	D
Fa=	1,2
Fd=	1,19
Fs=	1,28
To=	0,13
Tc=	0,70
n=	2,480
r=	1,000
$\phi_e$ =	1,000
$\phi_p$ =	1,000
Sa=	1,190
R=	6,000

Espectro elástico		Espectro inelástico		Espectro elástico		Espectro inelástico	
T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0	1,1904	0	0,1984	1,55	0,5361664	1,55	0,089361067
0,05	1,1904	0,05	0,1984	1,6	0,5194112	1,6	0,086568533
0,1	1,1904	0,1	0,1984	1,65	0,503671467	1,65	0,083945244
0,15	1,1904	0,15	0,1984	1,7	0,4888576	1,7	0,081476267
0,2	1,1904	0,2	0,1984	1,75	0,47489024	1,75	0,079148373
0,25	1,1904	0,25	0,1984	1,8	0,461698844	1,8	0,076949807
0,3	1,1904	0,3	0,1984	1,85	0,449220497	1,85	0,074870083
0,35	1,1904	0,35	0,1984	1,9	0,437398905	1,9	0,072899818
0,4	1,1904	0,4	0,1984	1,95	0,426183549	1,95	0,071030591
0,45	1,1904	0,45	0,1984	2	0,41552896	2	0,069254827
0,5	1,1904	0,5	0,1984	2,05	0,405394107	2,05	0,067565685
0,55	1,1904	0,55	0,1984	2,1	0,395741867	2,1	0,065956978
0,6	1,1904	0,6	0,1984	2,15	0,386538567	2,15	0,064423095
0,65	1,1904	0,65	0,1984	2,2	0,3777536	2,2	0,062958933
0,7	1,1872256	0,7	0,197870933	2,25	0,369359076	2,25	0,061559846
0,75	1,108077227	0,75	0,184679538	2,3	0,36132953	2,3	0,060221588
0,8	1,0388224	0,8	0,173137067	2,35	0,353641668	2,35	0,058940278
0,85	0,9777152	0,85	0,162952533	2,4	0,346274133	2,4	0,057712356
0,9	0,923397689	0,9	0,153899615	2,45	0,339207314	2,45	0,056534552
0,95	0,874797811	0,95	0,145799635	2,5	0,332423168	2,5	0,055403861
1	0,83105792	1	0,138509653	2,55	0,325905067	2,55	0,054317511
1,05	0,791483733	1,05	0,131913956	2,6	0,319637662	2,6	0,053272944
1,1	0,7555072	1,1	0,125917867	2,65	0,313606762	2,65	0,052267794
1,15	0,722659061	1,15	0,120443177	2,7	0,30779923	2,7	0,051299872
1,2	0,692548267	1,2	0,115424711	2,75	0,30220288	2,75	0,050367147
1,25	0,664846336	1,25	0,110807723	2,8	0,2968064	2,8	0,049467733
1,3	0,639275323	1,3	0,106545887	2,85	0,29159927	2,85	0,048599878
1,35	0,615598459	1,35	0,102599743	2,9	0,286571697	2,9	0,047761949
1,4	0,5936128	1,4	0,098935467	2,95	0,281714549	2,95	0,046952425
1,45	0,573143393	1,45	0,095523899	3	0,277019307	3	0,046169884
1,5	0,554038613	1,5	0,092339769				

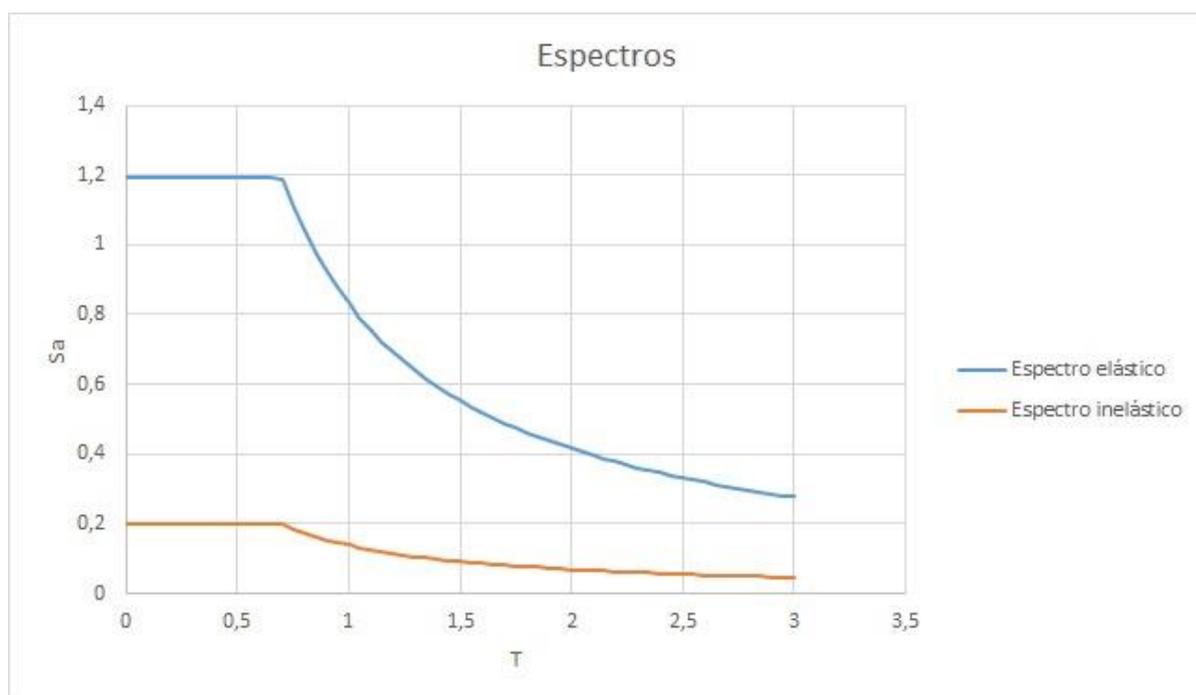


Ilustración 51. Cálculo manual de cortante basal y espectro de diseño

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.9 Criterios de verificación

#### 3.2.9.1 Estructuración del arquetipo

La estructuración de arquetipos o modelos de esta disertación se enfoca en la creación y análisis sistemático de 4 casos de estudio. Se realiza el diseño de secciones de los arquetipos permitiendo comprender y comparar patrones que emergen en diversas situaciones de análisis contribuyendo a un enfoque eficiente en la toma de decisiones a la hora de buscar las mejores opciones de construcción.

#### 3.2.9.2 Lista de materiales

La lista de materiales generada por el software ETABS es un recurso que resume de manera detallada los componentes necesarios para la construcción de una estructura modelada. Identifica y especifica las vigas, columnas, losas y muros presentes en el modelo estructural. La lista detalla dimensiones, longitudes, pesos y propiedades materiales de cada componente.

### ***3.2.9.3 Verificación y corrección del cortante***

La corrección y verificación del cortante en una estructura es un paso fundamental para garantizar la precisión y confiabilidad de los resultados obtenidos durante el análisis estructural. El cortante, es la fuerza interna que actúa en una estructura y puede causar desplazamientos laterales, debe ser correctamente evaluado y ajustado, las normativas y códigos de diseño estructural establecen criterios específicos para la resistencia y estabilidad de las estructuras. La corrección y verificación del cortante aseguran que la estructura cumpla con estos requisitos.

### ***3.2.9.4 Derivas elásticas***

Las derivas elásticas son una medida para evaluar el comportamiento de una estructura sometida a cargas sísmicas. Se refiere a las deformaciones laterales proporcionadas por el análisis elástico de una estructura ante la acción de fuerzas sísmicas, sin llegar a alcanzar el estado plástico. La comprensión de las derivas elásticas es fundamental, especialmente en regiones propensas a actividades sísmicas. Son expresadas como la relación entre el desplazamiento lateral y la altura de la estructura.

### ***3.2.9.5 Derivas inelásticas***

Las derivas inelásticas representan un componente del análisis sísmico. Estas derivas reflejan las deformaciones laterales que una estructura experimenta cuando entra en el rango plástico durante eventos sísmicos. Las derivas indican deformaciones permanentes en la estructura y sirven para cuantificar los niveles de daño potencial durante eventos sísmicos significativos.

### ***3.2.9.6 Máximos desplazamientos***

Estos desplazamientos representan las deformaciones máximas toleradas por la estructura, Las normativas y códigos de diseño sísmico (NEC) proporcionan pautas específicas sobre los máximos desplazamientos permitidos. Estas normativas varían y establecen criterios

para garantizar que las edificaciones sean capaces de resistir cargas sísmicas sin sufrir daños considerables.

### **3.2.9.7 Pesos**

La tabla desglosa los pesos transmitidos a la base según los diferentes elementos estructurales, como vigas, columnas, losas y muros. Proporciona una visión detallada de la contribución de cada componente a la carga en la base de la estructura.

### **3.2.9.8 Periodo**

Presenta los periodos modales correspondientes a cada modo de vibración de la estructura. Estos representan las formas características en las que la estructura responde a las cargas dinámicas. Junto con los periodos modales, la tabla incluye información sobre las torsiones asociadas a cada grado de libertad. Las torsiones modales indican la rotación de la estructura alrededor de su eje vertical, y son críticas para evaluar la distribución de momentos torsionales en la estructura.

### **3.2.9.9 Centro de masa y rigidez**

Presenta las coordenadas de los centros de masa en las direcciones X, Y, Z. Estos valores representan el punto donde se concentra la masa total en cada dirección. La tabla proporciona información sobre los centros de rigidez en cada dirección. Estos centros indican los puntos alrededor de los cuales la estructura es más rígida y son esenciales para el análisis torsional.

### **3.2.9.10 Verificación de armado en vigas**

Los cálculos manuales sirven como una forma de validar los resultados obtenidos a través de software. Al realizar verificaciones independientes, se asegura que no haya errores en las entradas del modelo o en las salidas del software, esta verificación se realiza mediante el ingreso de fórmulas manuales en Excel que nos permite únicamente cambiar los datos

necesarios dentro de la planilla para validar resultados de armados mediante el uso de datos fundamentales como lo son el momento y la fuerza última del pórtico analizado.

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times b \times d^2}} \right] \quad (Ec. 30)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033 \quad (Ec. 31)$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad (Ec. 32)$$

### 3.2.9.11 Verificación de armado en columnas

Esta verificación se realiza mediante tablas de cuantías para diagramas de interacción adoptadas del libro de Marcelo Romo, dando como resultados en algunos casos que la cuantía sea menor a la cuantía mínima requerida por normativa, siendo esta una pauta para utilizar dicha cuantía para dimensionar el armado de columnas, posterior a este paso, se verifica con la tabla obtenida en Etabs para saber si el armado diseñado en el software tiene similitud a los armados calculados manualmente.

$$\frac{Mu}{\hat{f}c \times b \times t^2} \quad (Ec. 33)$$

$$\frac{Pu}{\hat{f}c \times b \times t} \quad (Ec. 34)$$

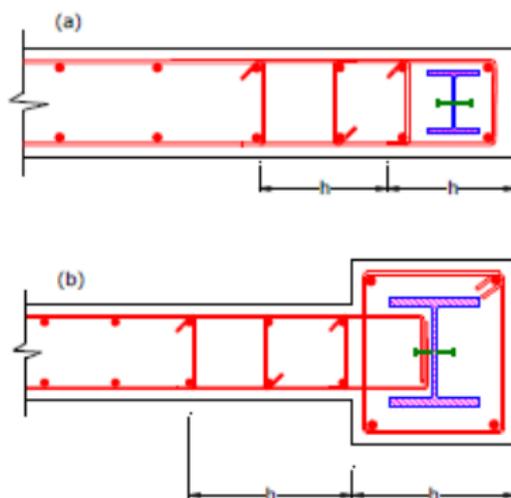


Ilustración 52. Diagramas de armado de estribos en columnas compuestas, mecanismo de acción conjunta

Fuente. Diseño avanzado en acero IEG3230, M. Medalla

### 3.2.9.12 Diagramas de interacción

Los diagramas de interacción de columnas son herramientas gráficas utilizadas para visualizar y evaluar la capacidad de carga de columnas. Estos diagramas representan la interacción entre los esfuerzos axiales y los momentos flexionantes en una columna, muestra la forma y dimensiones de la sección transversal de la columna. Puede ser circular, cuadrada o rectangular. Este esquema proporciona información sobre la geometría de la columna y la distribución del acero longitudinal de refuerzo. siendo la curva la que representa la capacidad de carga máxima de la columna y el punto encontrado en el interior de la curva garantiza que dicho elemento estructural soporta las cargas reales a las que está sometida la columna.

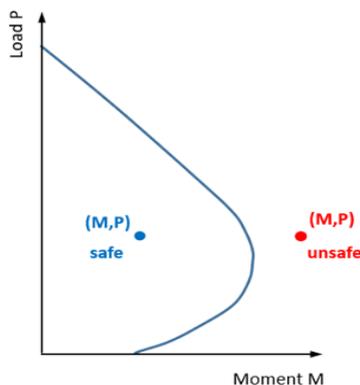


Ilustración 53. Ejemplificación correcta de resultados de un diagrama de interacción en columnas de hormigón armado

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón

#### ➤ Columnas de hormigón armado

$$\epsilon_s \max = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{Ec. 35})$$

- $\epsilon_s < \epsilon_s \max$

$$f_s = E_s \times \epsilon_s \quad (\text{Ec. 36})$$

- $\epsilon_s > \epsilon_s \max$

$$f_s = f_y \quad (\text{Ec. 37})$$

- Fuerza de compresión del hormigón

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times h \quad (\text{Ec. 38})$$

- Fuerza de compresión del acero

$$P = A_s \times f_s \quad (\text{Ec. 39})$$

- Ecuaciones definidas por diagrama de interacción

$$P_1 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \quad (\text{Ec. 40})$$

$$P_2 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 41})$$

$$P_3 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 42})$$

$$P_4 = C_c + P_1 + P_2 - P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 43})$$

$$P_5 = C_c + P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 44})$$

- Carga nominal

$$P_n = \Sigma P_{1,2,3,4,5} \quad (\text{Ec. 45})$$

- Momento nominal

$$M_n = (C_c \times 0) + \left( P_1 \times \left( \frac{d}{2} \right) \right) + \left( P_2 \times \left( \frac{d}{4} \right) \right) - (P_3 \times 0) - \left( P_4 \times \left( \frac{d}{4} \right) \right) - \left( P_5 \times \left( \frac{d}{2} \right) \right) \quad (\text{Ec. 46})$$

- Cargas y momentos últimos modificados

$$\phi = 0.70$$

$$\phi * P_u \quad (\text{Ec. 47})$$

$$\phi * M_u \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi * P_u \quad (\text{Ec. 49})$$

$$\phi * M_u \quad (\text{Ec. 50})$$

### ➤ Columnas compuestas

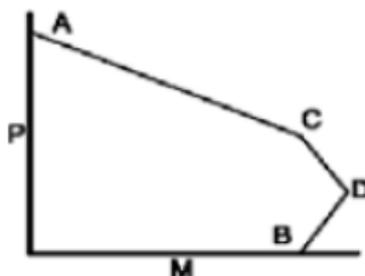


Ilustración 54. Diagrama de interacción de columnas compuestas

Fuente. AISC 360-16

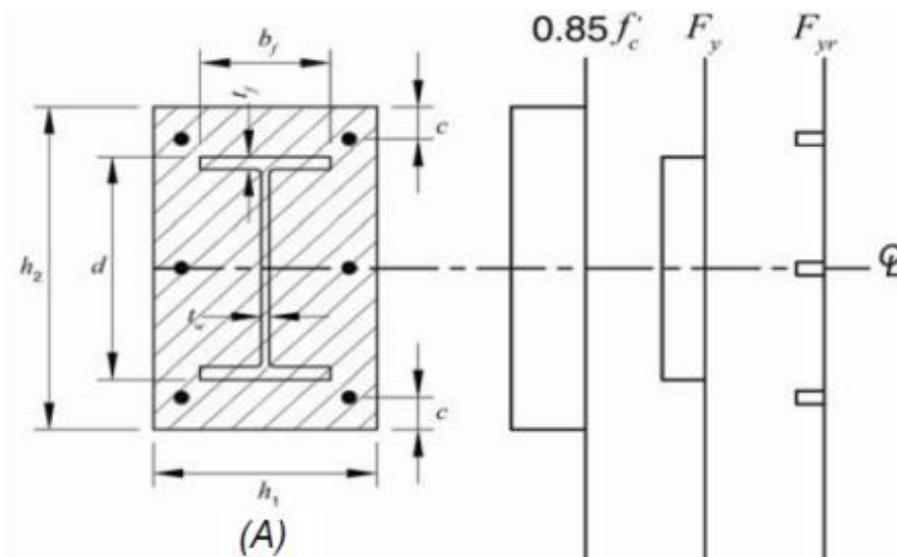


Ilustración 55. Punto A

Fuente. AISC 360-16

$$P_A = A_S \times F_y + A_{Sr} \times F_{yr} + 0.85 \times f'_c \times A_c \quad (\text{Ec. 51})$$

$$M_A = 0 \quad (\text{Ec. 52})$$

$$A_c = h_1 \times h_2 - A_S - A_{Sr} \quad (\text{Ec. 53})$$

$A_S$  = Área del perfil acero

$A_{Sr}$  = Área del acero longitudinal

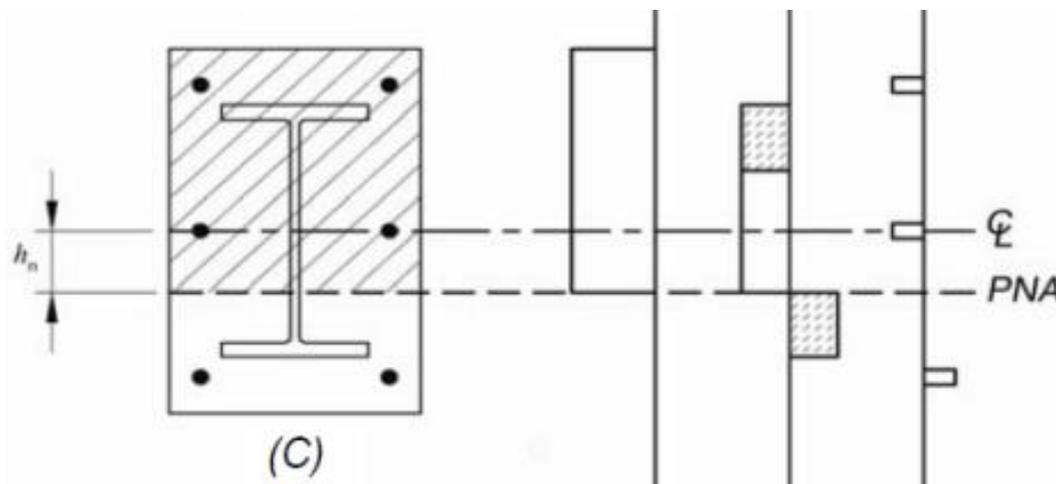


Ilustración 56. Punto B

Fuente. AISC 360-16

$$P_C = 0.85 \times f'_c \times A_c \quad (\text{Ec. 54})$$

$$M_C = M_B \quad (\text{Ec. 55})$$

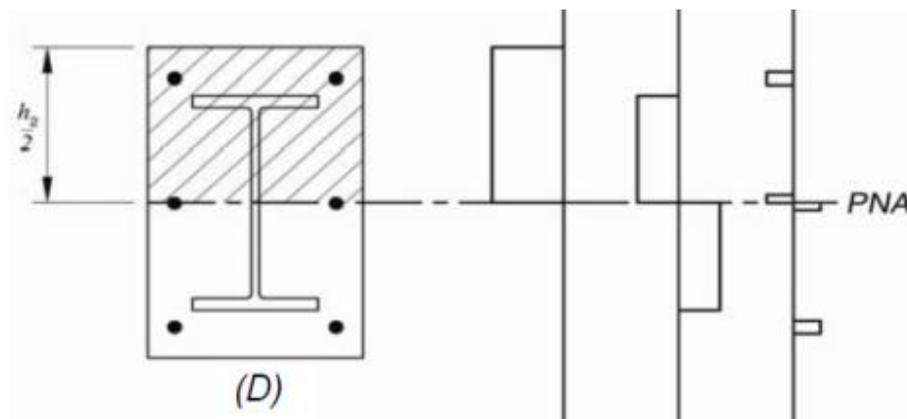


Ilustración 57. Punto D

Fuente. AISC 360-16

$$P_D = \frac{0.85 \times f'_c \times A_C}{2} \quad (\text{Ec. 56})$$

$$M_D = Z_S \times F_y + Z_r \times F_{yr} + \frac{1}{2} \times Z_C \times (0.85 \times f'_c) \quad (\text{Ec. 57})$$

$$Z_r = (A_{Sr} - A_{srs}) \times \left( \frac{h_2}{2} - c \right) \quad (\text{Ec. 58})$$

$$Z_C = \frac{h_1 \times h_2^2}{4} - Z_S - Z_r \quad (\text{Ec. 59})$$

$Z_S$  = Módulo resistente plástico del perfil de acero eje Y (Wply)

$A_{srs}$  = Área del acero longitudinal en la línea central

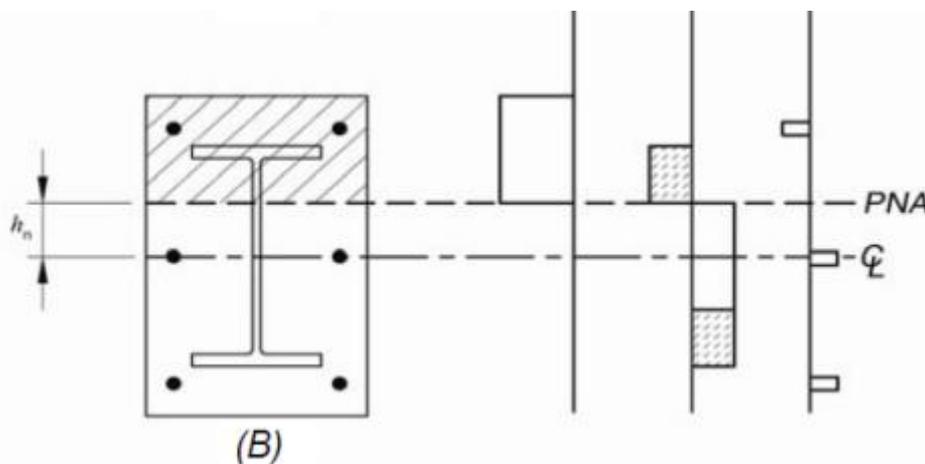


Ilustración 58. Punto B

Fuente. AISC 360-16

$$P_B = 0 \quad (\text{Ec. 60})$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} \times F_y - \frac{1}{2} \times Z_{cn} \times (0.85 \times f'_c) \quad (\text{Ec. 61})$$

$$Z_{cn} = h_1 \times h_n^2 - Z_{sn} \quad (\text{Ec. 62})$$

**para  $h_n$  debajo del reborde ( $h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$ )**

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_{srs}) - 2F_{yr} \times A_{srs}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times (h_1 - t_w) + 2F_y \times t_w)} \quad (\text{Ec. 63})$$

$$Z_{sn} = t_w \times h_n^2 \quad (\text{Ec. 64})$$

**para  $h_n$  en la mitad del reborde ( $\frac{d}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{d}{2}$ )**

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_S - db_f + A_{srs}) - 2F_y \times (A_S - db_f) - 2F_{yr} \times A_{srs}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times (h_1 - b_f) + 2F_y \times b_f)} \quad (\text{Ec. 65})$$

$$Z_{sn} = Z_S - b_f \times \left(\frac{d}{2} - h_n\right) \times \left(\frac{d}{2} + h_n\right) \quad (\text{Ec. 66})$$

**para  $h_n$  encima del reborde ( $h_n \geq \frac{d}{2}$ )**

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_S + A_{srs}) - 2F_y \times A_S - 2F_{yr} \times A_{srs}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times h_1)} \quad (\text{Ec. 67})$$

$$Z_{sn} = Z_S \quad (\text{Ec. 68})$$

### 3.2.9.13 Verificación por corte

La cantidad y separación de estribos influyen directamente en la resistencia de una viga o columna al esfuerzo cortante. Los estribos evitan la fisuración en el hormigón y aseguran una distribución adecuada, su mala colocación puede comprometer la integridad estructural y afectar la capacidad de la estructura para soportar cargas inducidas por corte, esta verificación se la realizara mediante confinamiento detallando a continuación sus ecuaciones.

#### ➤ Vigas

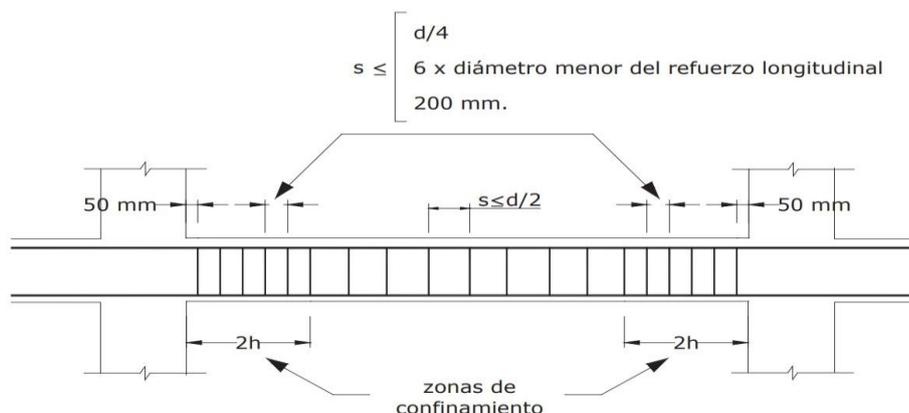


Ilustración 59. Diagrama de armado de estribos en viga

Fuente. NEC-SE-HM

- Separación Inicial

$$S_o = 5\text{cm} \quad (\text{Ec. 69})$$

- Separación en los extremos

$$S_e = \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \\ 10 \text{ cm} \\ d/4 \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 70})$$

- Separación en el centro

$$S_c = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 15\text{cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 71})$$

- Zona de confinamiento

$$2H \quad (\text{Ec. 72})$$

### ➤ Columnas

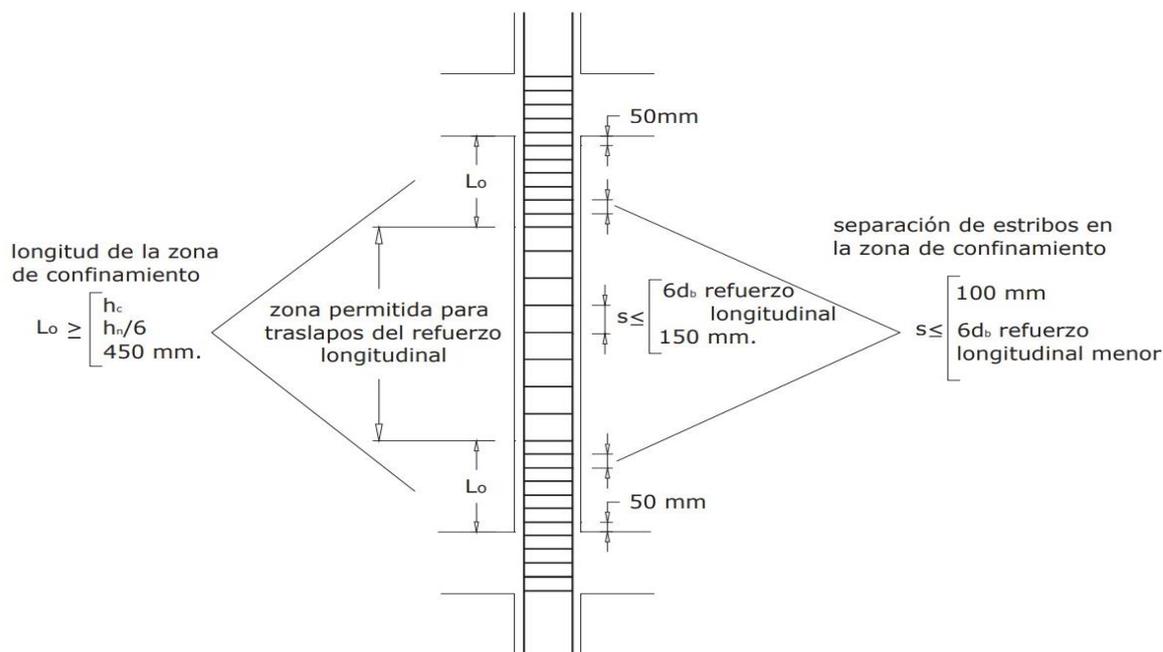


Ilustración 60. Diagrama de armado de estribos en columnas

Fuente. NEC-SE-HM

$$S_{\text{extremos}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 73})$$

$$S_{\text{centro}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 74})$$

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ h_n/6 \\ 45\text{cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 75})$$

- Área total de estribos

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \end{array} \right. \quad (Ec. 76)$$

### 3.2.9.14 Diseño de nudos

También conocido como diseño de conexiones, un nudo se refiere al área donde convergen varios elementos estructurales, como columnas y vigas. Este cálculo busca garantizar la transferencia adecuada de cargas, criterio columna fuerte-viga débil y la resistencia sísmica en estas zonas críticas de la estructura.

$$h_c \geq 20\phi_{viga} \quad (Ec. 77)$$

$$h_v \geq 20\phi_{columna} \quad (Ec. 78)$$

$$\Sigma M_{col} \geq 1.2 \Sigma M_{viga} \quad (Ec. 79)$$

### 3.2.10 Diseño de arquetipos con software ETABS

#### 3.2.10.1 Estructuración del arquetipo 1

**E** Frame Section Property Data ×

**General Data**

Property Name: COL55x55 (internas)

Material: Hormigon 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.55 m

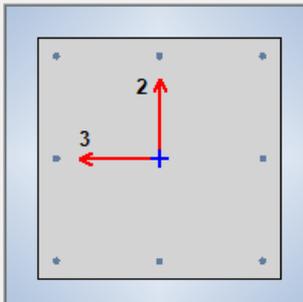
Width: 0.55 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...



**E** Frame Section Property Reinforcement Data ×

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 2.5 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm<sup>2</sup>

Comer Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 61. Dimensiones de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

## E Frame Section Property Data



General Data	
Property Name	COL55x55 (perimetales)
Material	Hormigon 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...

Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular

Section Property Source	
Source:	User Defined

Section Dimensions	
Depth	0.55 m
Width	0.55 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	

Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

## E Frame Section Property Reinforcement Data



Design Type	
<input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)	
<input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	

Rebar Material	
Longitudinal Bars	Acero de refuerzo
Confinement Bars (Ties)	Acero de refuerzo

Reinforcement Configuration	
<input checked="" type="radio"/> Rectangular	
<input type="radio"/> Circular	

Confinement Bars	
<input checked="" type="radio"/> Ties	
<input type="radio"/> Spirals	

Check/Design	
<input type="radio"/> Reinforcement to be Checked	
<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed	

Longitudinal Bars	
Clear Cover for Confinement Bars	4 cm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	3
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	3
Longitudinal Bar Size and Area	14 ... 1.54 cm <sup>2</sup>
Corner Bar Size and Area	14 ... 1.54 cm <sup>2</sup>

Confinement Bars	
Confinement Bar Size and Area	10 ... 0.79 cm <sup>2</sup>
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)	10 cm
Number of Confinement Bars in 3-dir	3
Number of Confinement Bars in 2-dir	3

Ilustración 62. Diseño de columnas perimetales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

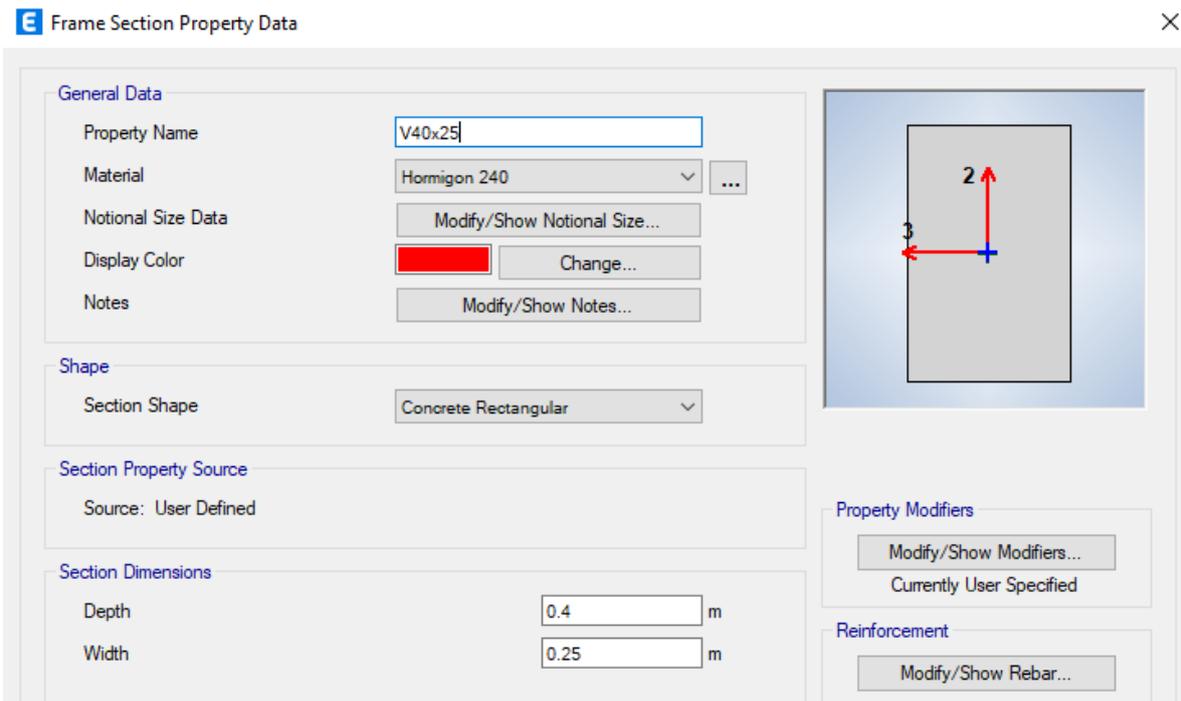


Ilustración 63. Diseño de vigas luces de 4 metros

Fuente. Etabs 2021

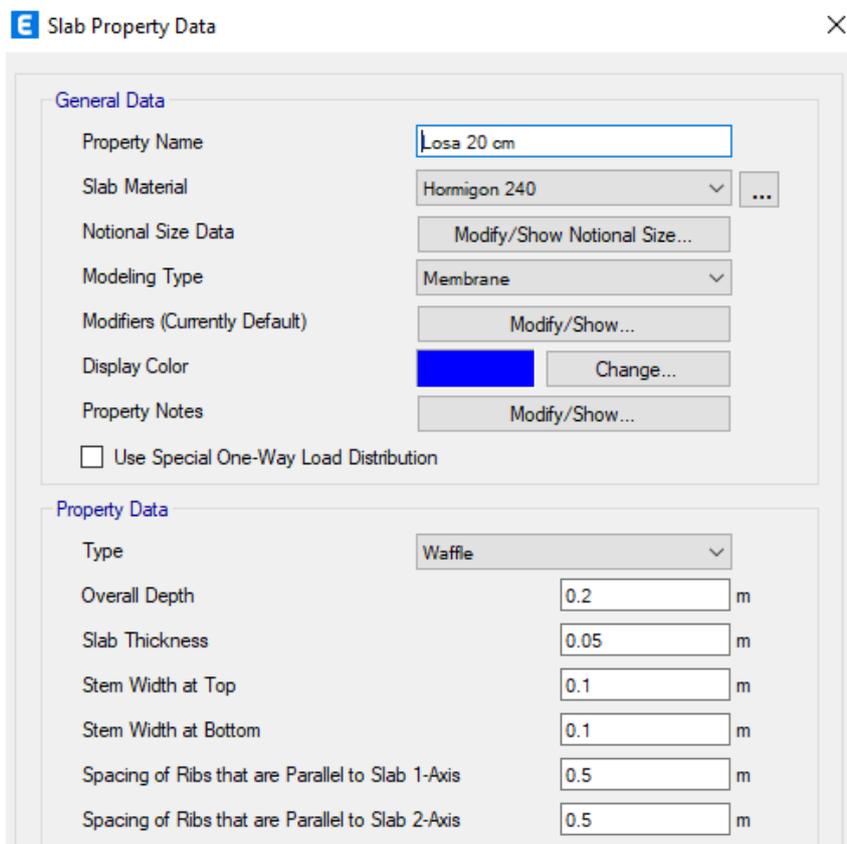


Ilustración 64. Diseño de losa

Fuente. Etabs 2020

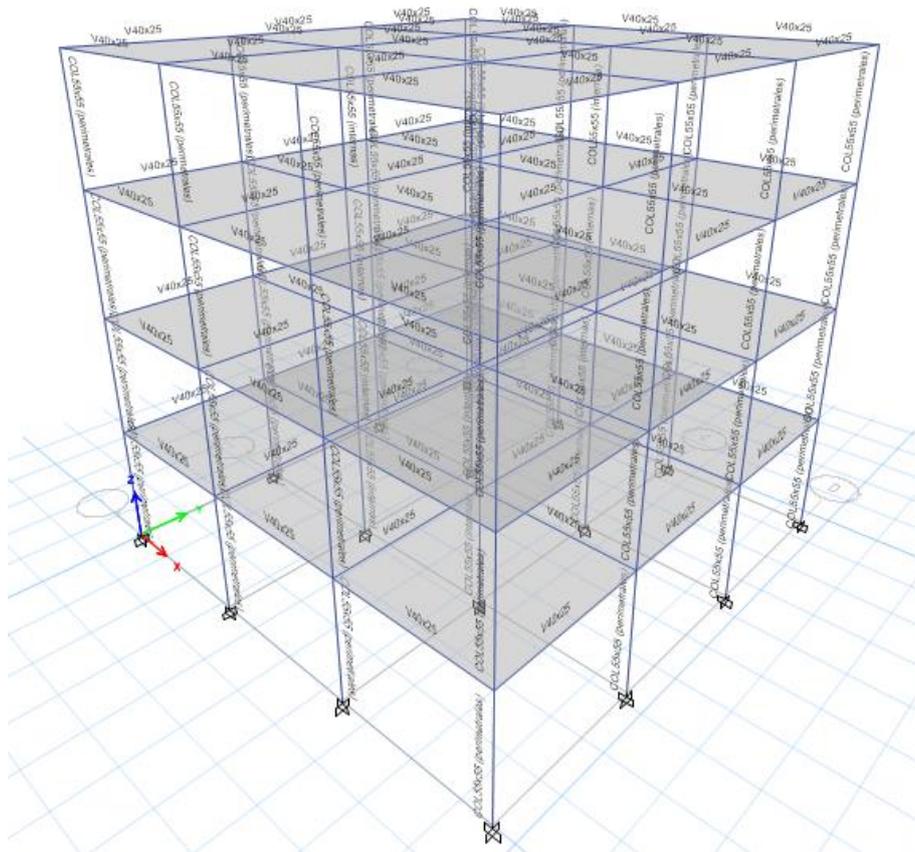


Ilustración 65. Modelo 3D Luces 4 m

Fuente. Etabs 2021

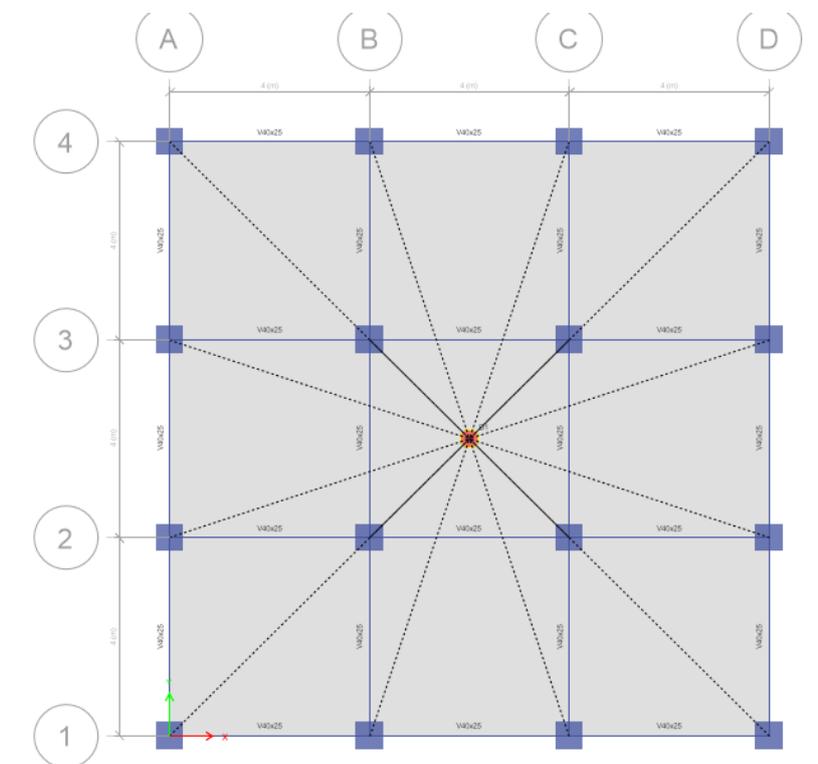


Ilustración 66. Asignación de diafragmas

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.1.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m <sup>2</sup>	Unit Weight kgf/m <sup>2</sup>	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story3	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story2	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story1	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Sum	Column	Hormigon 240	139552.86	576	242.28	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	79579.73	576	138.16	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	143935.51	576	249.89		
	Total	All	All	363068.11	576	630.33	160	0

Ilustración 67. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.1.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 1		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	87722,92	87722,92
Story3	141167,03	141167,03
Story2	141167,03	141167,03
Story1	141167,03	141167,03
Base	17444,11	17444,11

W	511224,01	kg
V	101239,7356	kN
	993,1618062	
Tn (Periodo natural)	0,6461	seg
T	0,515	seg
T (análisis)	0,515	seg
Sa	0,198034	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	$m \cdot h^k$	$C_v$	F	
4	12	87722,92	1072190,923	0,293851599	291,842185	
3	9	141167,03	1291308,423	0,353904362	351,4842958	
2	6	141167,03	858295,7808	0,235230109	233,62156	
1	3	141167,03	426954,5348	0,117013929	116,2137654	
			3648749,661	1	993,1618062	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	784,7992	0,000001691
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000002211	784,7992

	Fx	Fy	
<b>Regular</b>	0,8	0,8	
<b>80%</b>	795,7261	795,7261	
<b>F.Correccion</b>	1,01392315	1,01392315	Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	795,7261	0,000001664
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000001325	795,7261

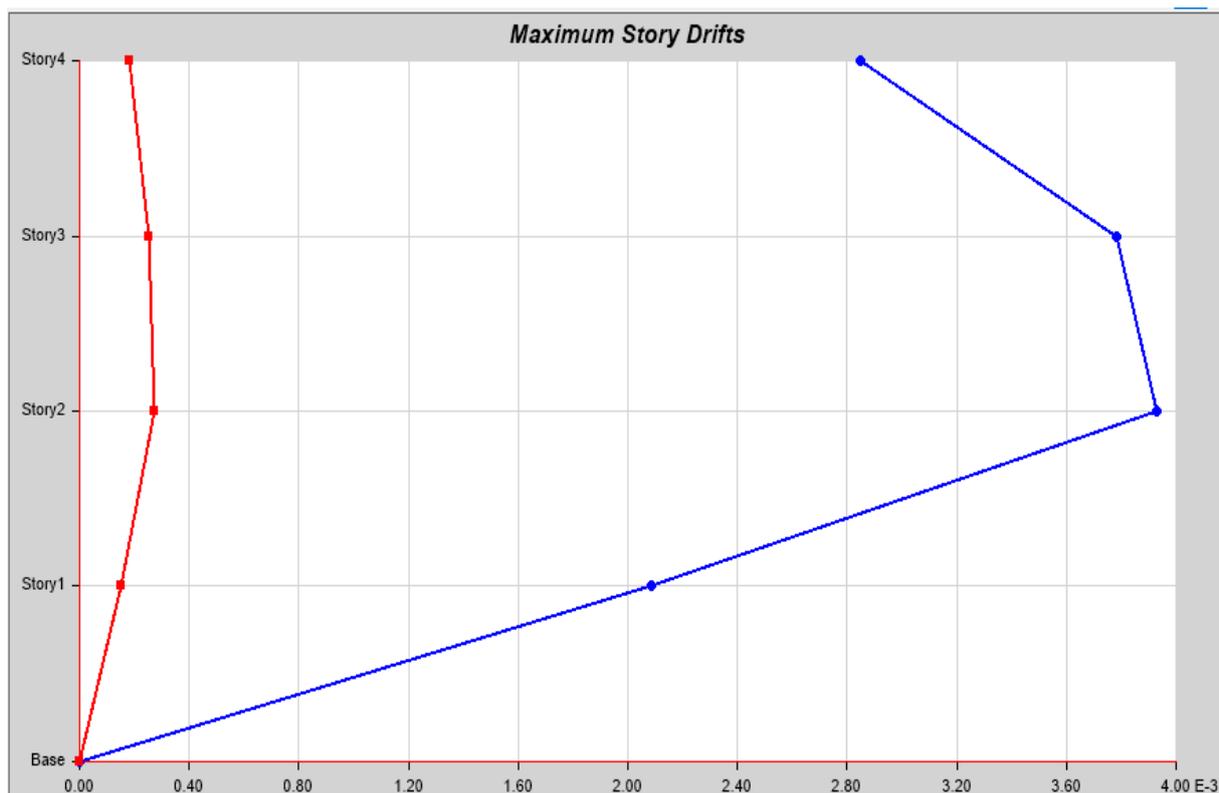
	Fx	Fy	
<b>Regular</b>	0,8	0,8	
<b>80%</b>	795,7261	795,7261	
<b>F.Correccion</b>	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 68. Corrección manual del cortante

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.1.3 Derivas elásticas

▼ <b>Name</b>	Name	StoryResp1
▼ <b>Show</b>	Display Type	Max story drifts
	Case/Combo	SX
	Load Type	Load Case
▼ <b>Display For</b>	Story Range	All Stories
	Top Story	Story4
	Bottom Story	Base
▼ <b>Display Colors</b>	Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
	Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
▼ <b>Legend</b>	Legend Type	None



**Max: (0.003932, Story2); Min: (0, Base)**

*Ilustración 69. Deriva elástica (SX)*

*Fuente. Etabs 2021*

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp1
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None

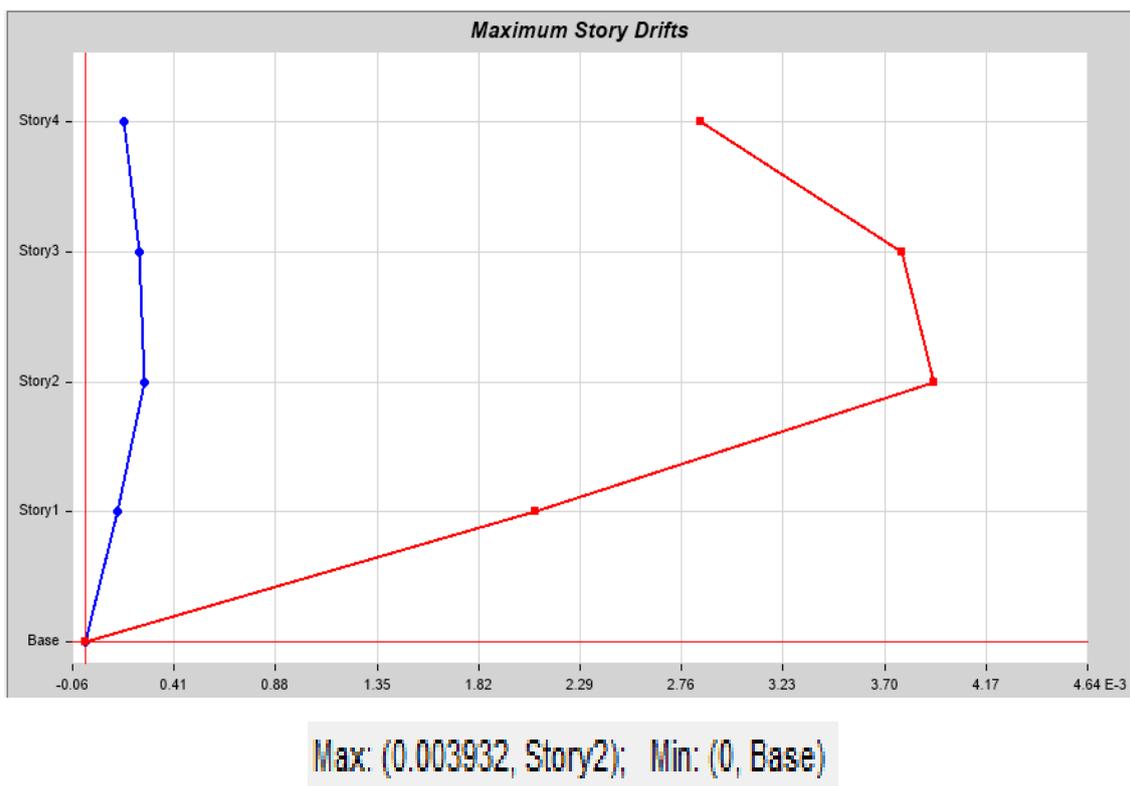


Ilustración 70. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.1.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.003932 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.017694 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.003932 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.017694 < 0.02$$

CORRECTO

### 3.2.10.1.5 Máximos desplazamientos

**E** Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.037932	0.035352	1.073
	Story3	SX	LinStatic	X	0.029388	0.027355	1.074
	Story2	SX	LinStatic	X	0.018046	0.016773	1.076
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006252	0.005799	1.078
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.037932	0.035352	1.073
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.029388	0.027355	1.074
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.018046	0.016773	1.076
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006252	0.005799	1.078

Ilustración 71. Máximos desplazamientos SX y SY

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.1.6 Pesos

#### E Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted		Hidden Columns: Yes		Sort: None			
Filter: None							
	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	511224	101426.84
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	511224	101426.84

Ilustración 72. Peso total de la estructura

### 3.2.10.1.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.646	0.0073	0.7661	0	0.0073	0.7661	0	0.2864	0.0027	0	0.2864	0.0027	0
Modal	2	0.646	0.7661	0.0073	0	0.7734	0.7734	0	0.0027	0.2864	0	0.2891	0.2891	0
Modal	3	0.53	0	0	0	0.7734	0.7734	0	0	0	0.7846	0.2891	0.2891	0.7846
Modal	4	0.174	0.014	0.1316	0	0.7873	0.905	0	0.4559	0.0485	0	0.745	0.3376	0.7846
Modal	5	0.174	0.1316	0.014	0	0.919	0.919	0	0.0485	0.4559	0	0.7935	0.7935	0.7846
Modal	6	0.149	0	0	0	0.919	0.919	0	0	0	0.1372	0.7935	0.7935	0.9218
Modal	7	0.08	0.0475	0.0126	0	0.9665	0.9316	0	0.0294	0.1106	0	0.8229	0.9041	0.9218
Modal	8	0.08	0.0126	0.0475	0	0.9791	0.9791	0	0.1106	0.0294	0	0.9335	0.9335	0.9218
Modal	9	0.071	0	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0	0.0579	0.9335	0.9335	0.9797
Modal	10	0.05	0.0007	0.0203	0	0.9797	0.9993	0	0.0644	0.0021	0	0.9979	0.9356	0.9797
Modal	11	0.05	0.0203	0.0007	0	1	1	0	0.0021	0.0644	0	1	1	0.9797
Modal	12	0.045	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0203	1	1	1

Ilustración 73. Periodo de la estructura

Fuente. Etabs 2021

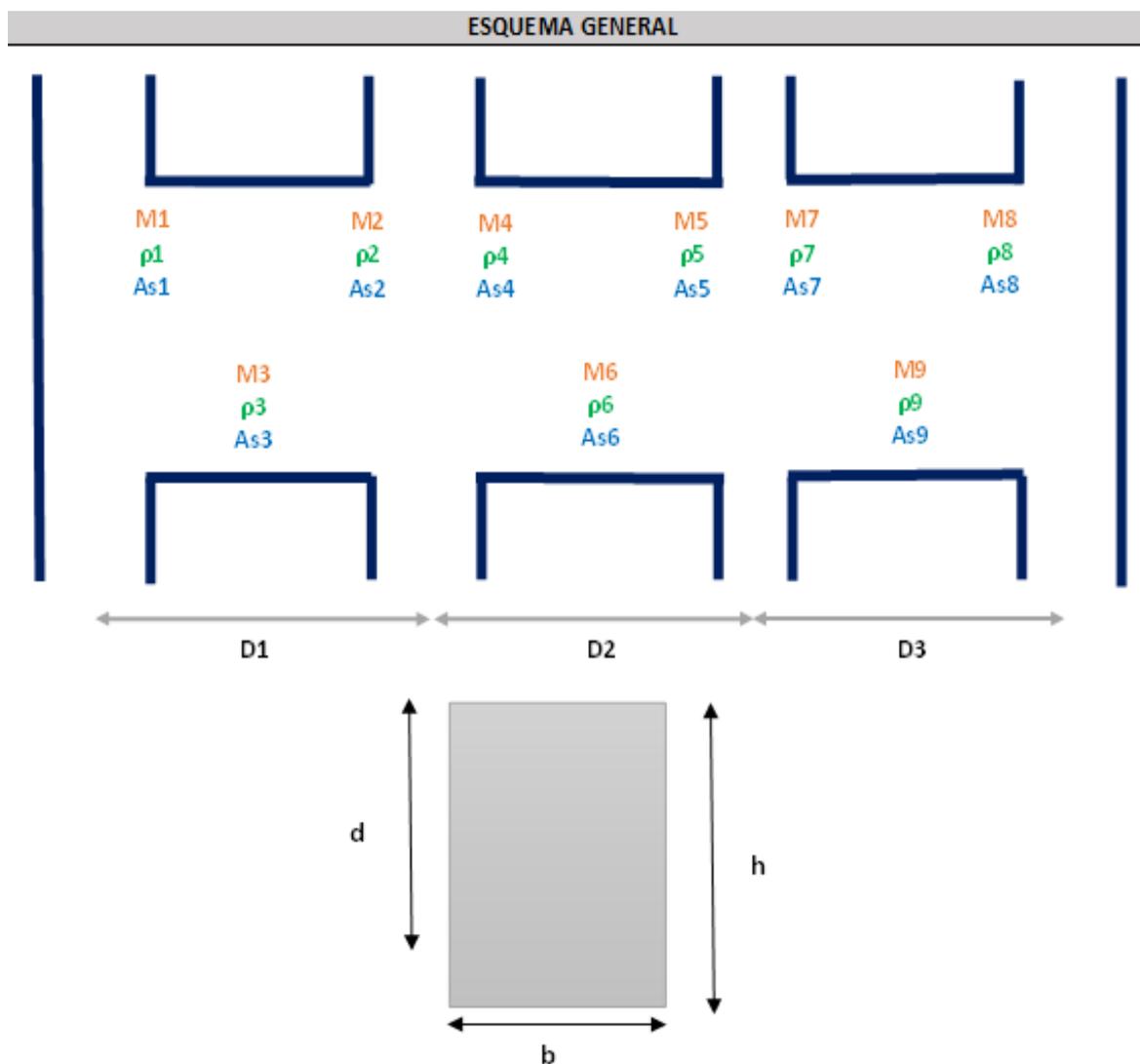
### 3.2.10.1.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
Story1	D1	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story2	D2	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story3	D3	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story4	D4	8945.25	8945.25	6	6	8945.25	8945.25	6	6	6	6

Ilustración 74. Centro de masas de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.1.9 Verificación de armado en vigas



$f_c =$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
$h =$	40	cm	$h =$	40	cm
$b =$	25	cm	$b =$	25	cm
$d =$	37	cm	$d =$	37	cm

$D1 =$	4.00	m	$D1 =$	4.00	m
$D2 =$	4.00	m	$D2 =$	4.00	m
$D3 =$	4.00	m	$D3 =$	4.00	m

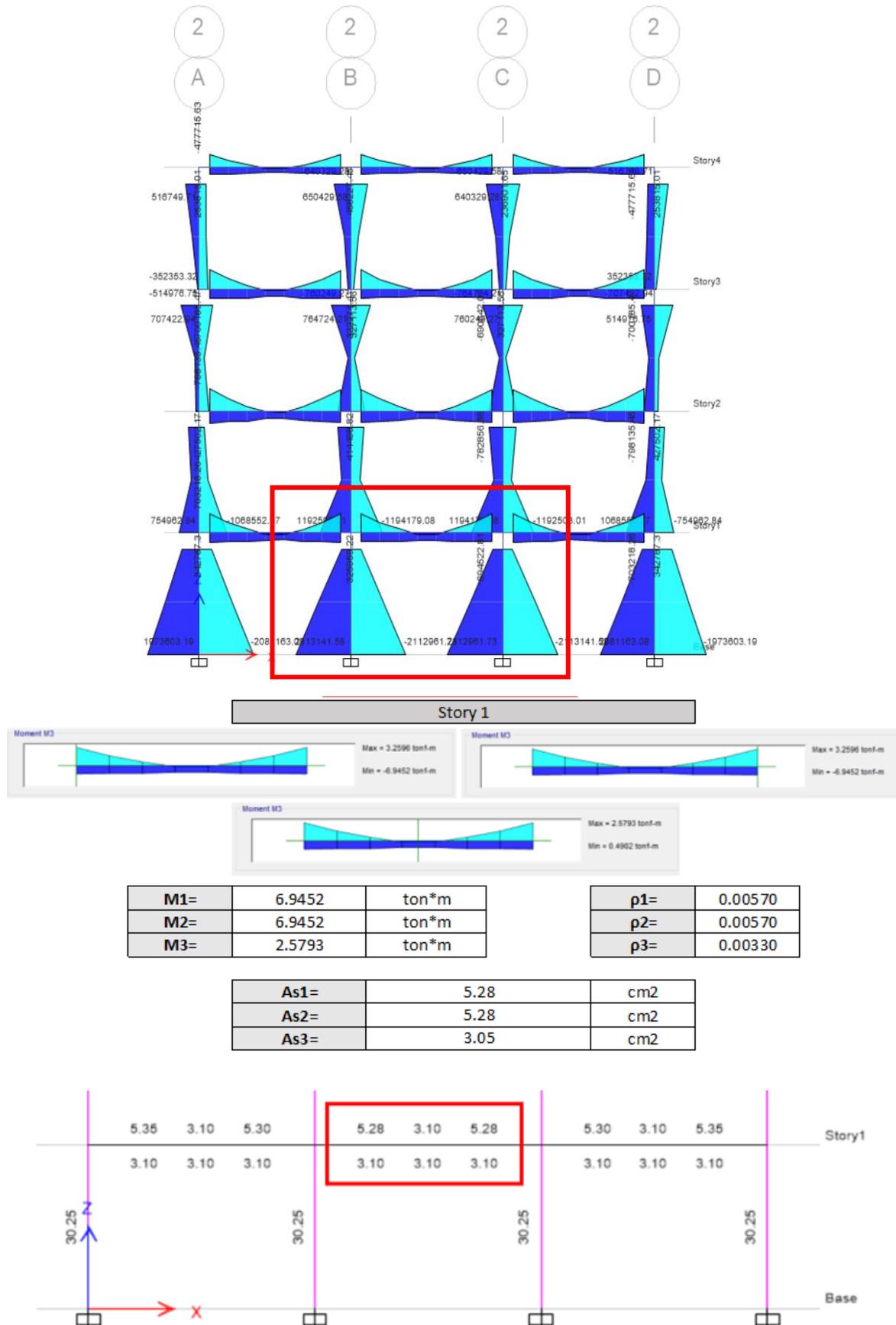
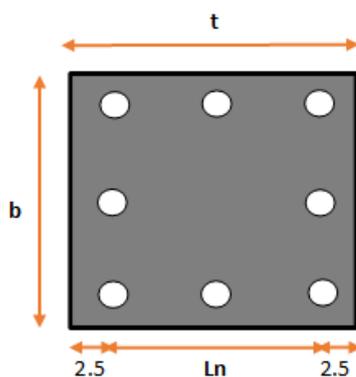


Ilustración 75. Verificación manual del armado en vigas de hormigón armado modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.10 Verificación de armado en columnas

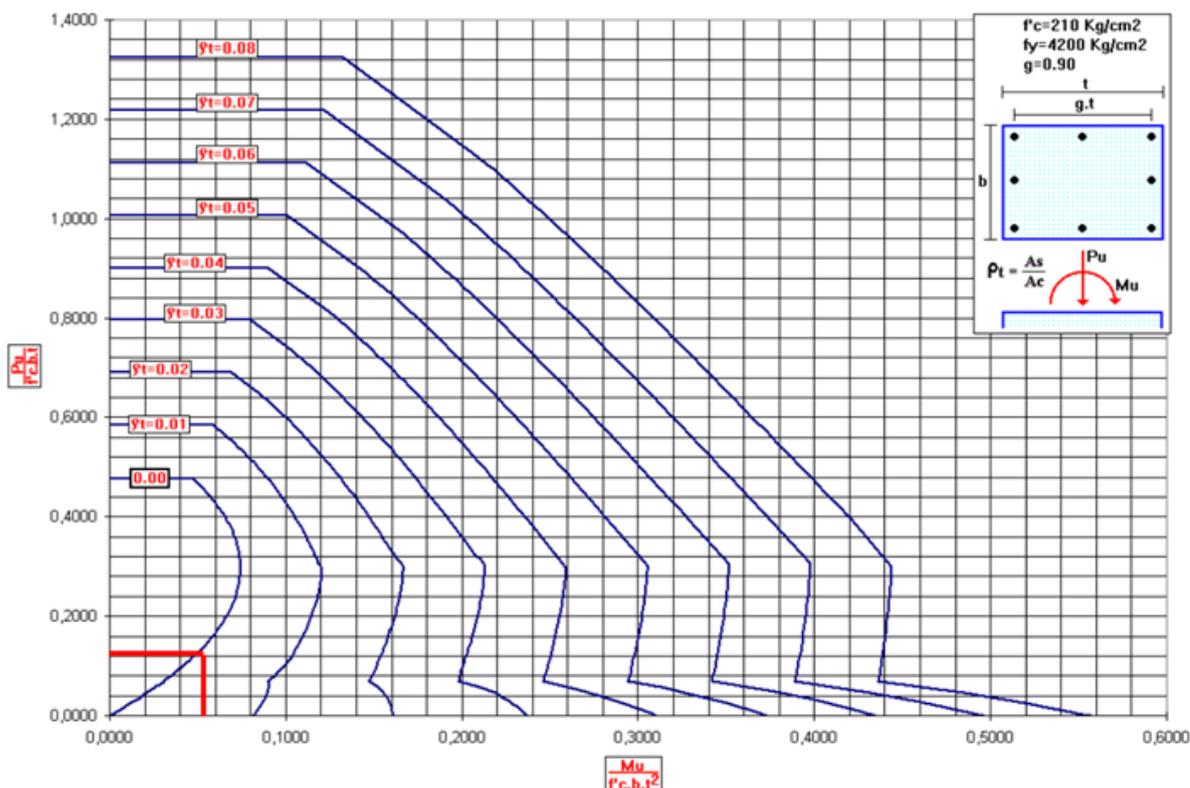


Lado corto	b=	55	cm
Lado largo	t=	55	cm
Lado largo del nucleo	Ln=	50.0	cm
Ln/t	g=	0.91	
Resistencia hormigón	f'c=	240.00	kg/cm <sup>2</sup>

<b>Momento último</b>	Mu=	2113141.58	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Carga axial última</b>	Pu=	76678.72	kg

$\frac{Mu}{f'c \times b \times t^2} =$	0.053	$\frac{Pu}{f'c \times b \times t} =$	0.106
--	-------	--------------------------------------	-------

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES (gráfico # 124)



$\rho$ diagrama=	0.00100	
<b>UTILIZAR CUANTIA MINIMA</b>		
$\rho$ =	0.01	
As=	30.25	cm <sup>2</sup>

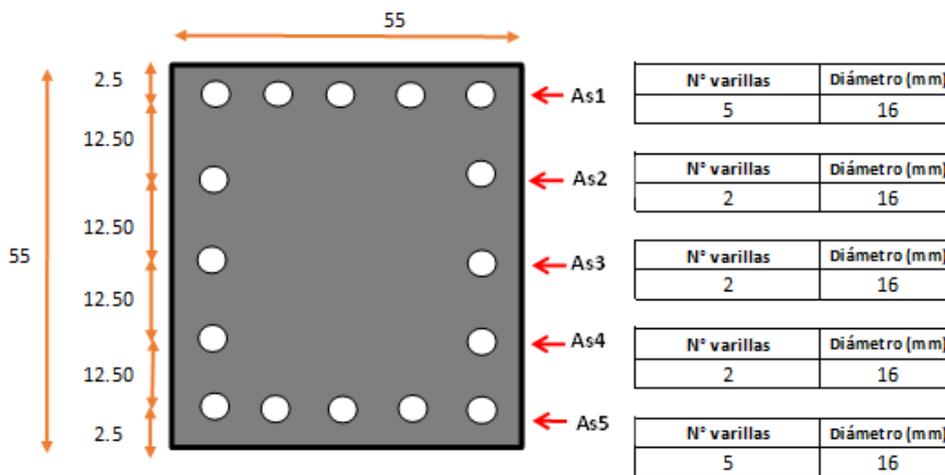


Ilustración 76. Verificación manual de armado en columnas de hormigón armado modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.1.11 Diagrama de interacción

DATOS GENERALES:			
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	$f_c$ =	240	kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	$f_y$ =	4200	kg/cm <sup>2</sup>



#### Área de acero

As1=	10.05	cm <sup>2</sup>
As2=	4.02	cm <sup>2</sup>
As3=	4.02	cm <sup>2</sup>
As4=	4.02	cm <sup>2</sup>
As5=	10.05	cm <sup>2</sup>
<b>Astotal=</b>	<b>32.17</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

### Deformación máxima del acero ( $\epsilon_s \max$ )

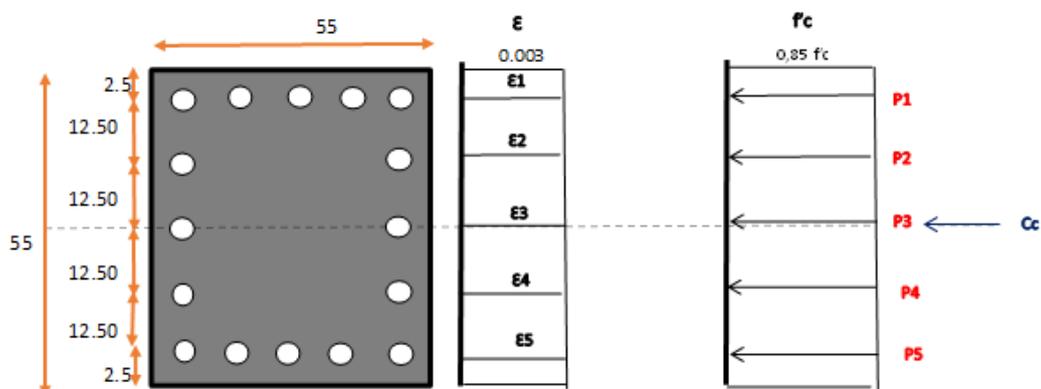
$E_s =$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
---------	---------	--------------------

$$\epsilon_s \max = \frac{f_y}{E_s}$$

$\epsilon_s \max =$	0.002
---------------------	-------

$\epsilon_s < \epsilon_s \max$	$\epsilon_s > \epsilon_s \max$
$f_s = E_s \times \epsilon_s$	$f_s = f_y$

### Punto 1



Deformaciones Unitarias	
$\epsilon_1 =$	0.003
$\epsilon_2 =$	0.003
$\epsilon_3 =$	0.003
$\epsilon_4 =$	0.003
$\epsilon_5 =$	0.003

Esfuerzos en el acero		
$f_{s1} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s4} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s5} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

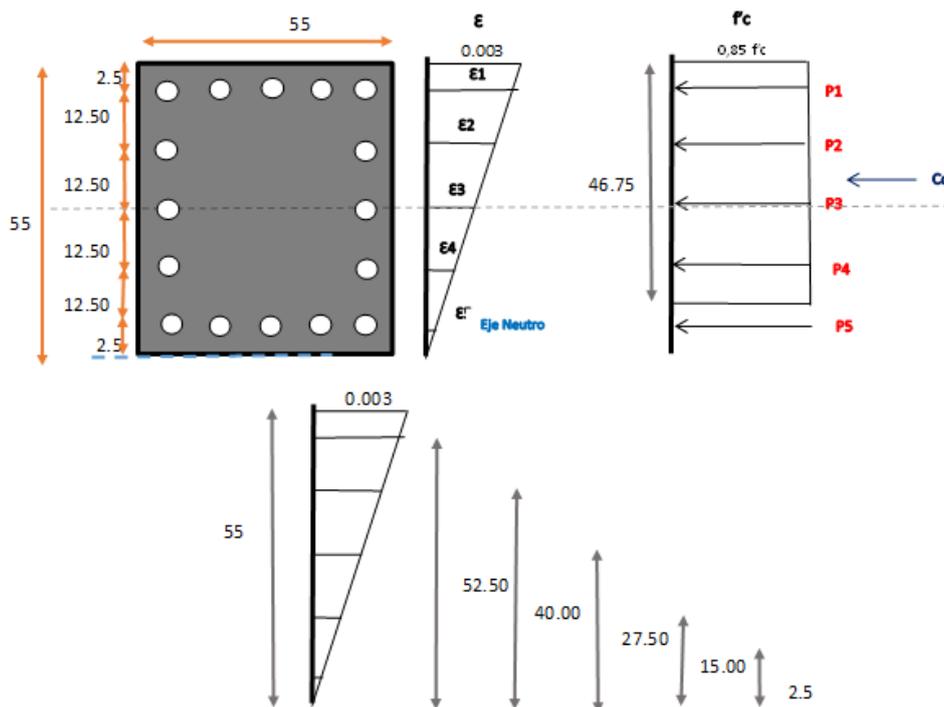
Fuerza de compresión en el hormigón		
$C_c =$	617100	kg

Fuerza de compresión en el acero		
$P_1 =$	42223.01	kg
$P_2 =$	16889.20	kg
$P_3 =$	16889.20	kg
$P_4 =$	16889.20	kg
$P_5 =$	42223.01	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$		
Pn=	752213.62	kg
	752.21	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	0.00	kg*cm
	0.00	T*cm

Punto 2



Deformaciones Unitarias	
ε1=	0.002863636
ε2=	0.002181818
ε3=	0.0015
ε4=	0.000818182
ε5=	0.000136364

Esfuerzos en el acero		
fs1=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
fs2=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
fs3=	3150	kg/cm <sup>2</sup>
fs4=	1718.181818	kg/cm <sup>2</sup>
fs5=	286.3636364	kg/cm <sup>2</sup>

Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	524535	kg

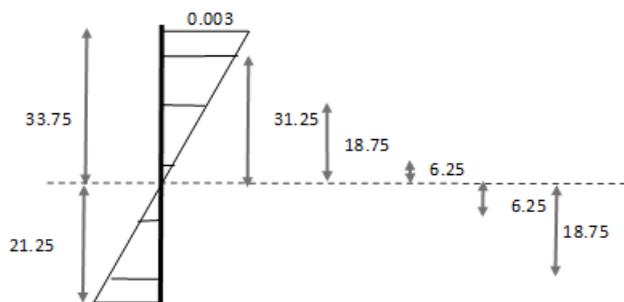
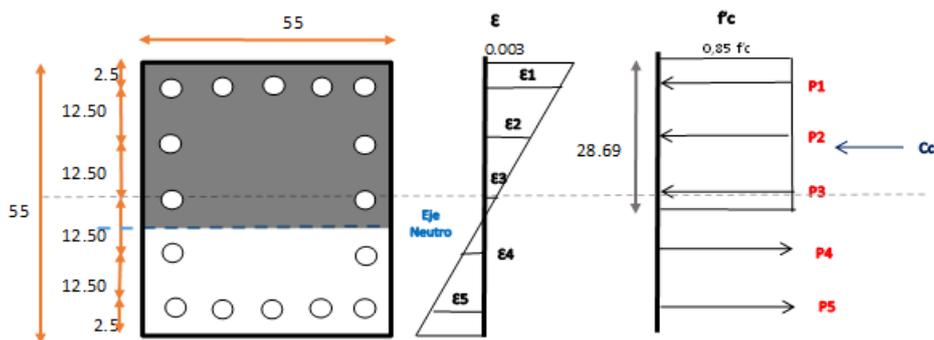
Fuerza de compresión en el acero		
P1=	42223.01	kg
P2=	16889.20	kg
P3=	12666.90	kg
P4=	6909.22	kg
P5=	2878.84	kg



Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - P_5$		
P <sub>n</sub> =	502021.72	kg
	502.02	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
M <sub>n</sub> =	4839215.05	kg*cm
	4839.22	T*cm

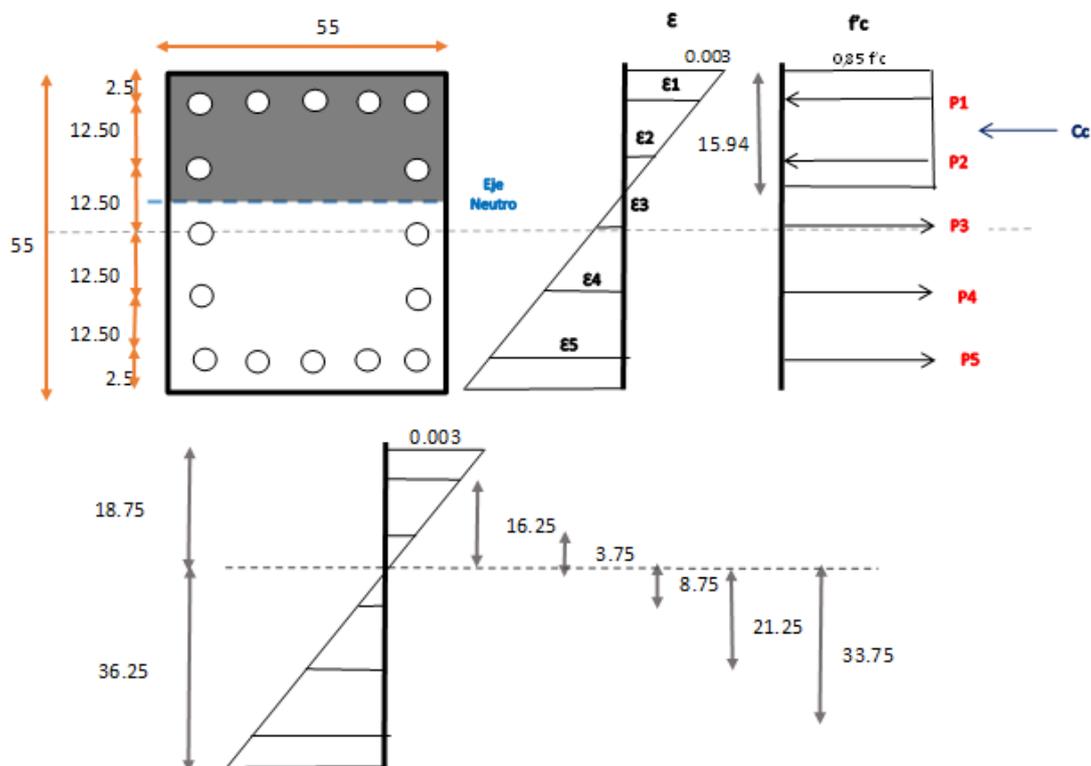
Punto 4



Deformaciones Unitarias		
ε <sub>1</sub> =	0.001704545	
ε <sub>2</sub> =	0.001022727	
ε <sub>3</sub> =	0.000340909	
ε <sub>4</sub> =	0.000340909	
ε <sub>5</sub> =	0.001022727	
Esfuerzos en el acero		
f <sub>s1</sub> =	3579.545455	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s2</sub> =	2147.727273	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s3</sub> =	715.9090909	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s4</sub> =	715.9090909	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s5</sub> =	2147.727273	kg/cm <sup>2</sup>
Fuerza de compresión en el hormigón		
C <sub>c</sub> =	321873.75	kg
Fuerza de compresión en el acero		
P <sub>1</sub> =	35985.52	kg
P <sub>2</sub> =	8636.52	kg
P <sub>3</sub> =	2878.84	kg
P <sub>4</sub> =	2878.84	kg
P <sub>5</sub> =	21591.31	kg
Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5$		
P <sub>n</sub> =	344904.48	kg
	344.90	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	5818014.22	kg*cm
	5818.01	T*cm

## Punto 5



Deformaciones Unitarias	
$\epsilon_1 =$	0.000886364
$\epsilon_2 =$	0.000204545
$\epsilon_3 =$	0.000477273
$\epsilon_4 =$	0.001159091
$\epsilon_5 =$	0.001840909

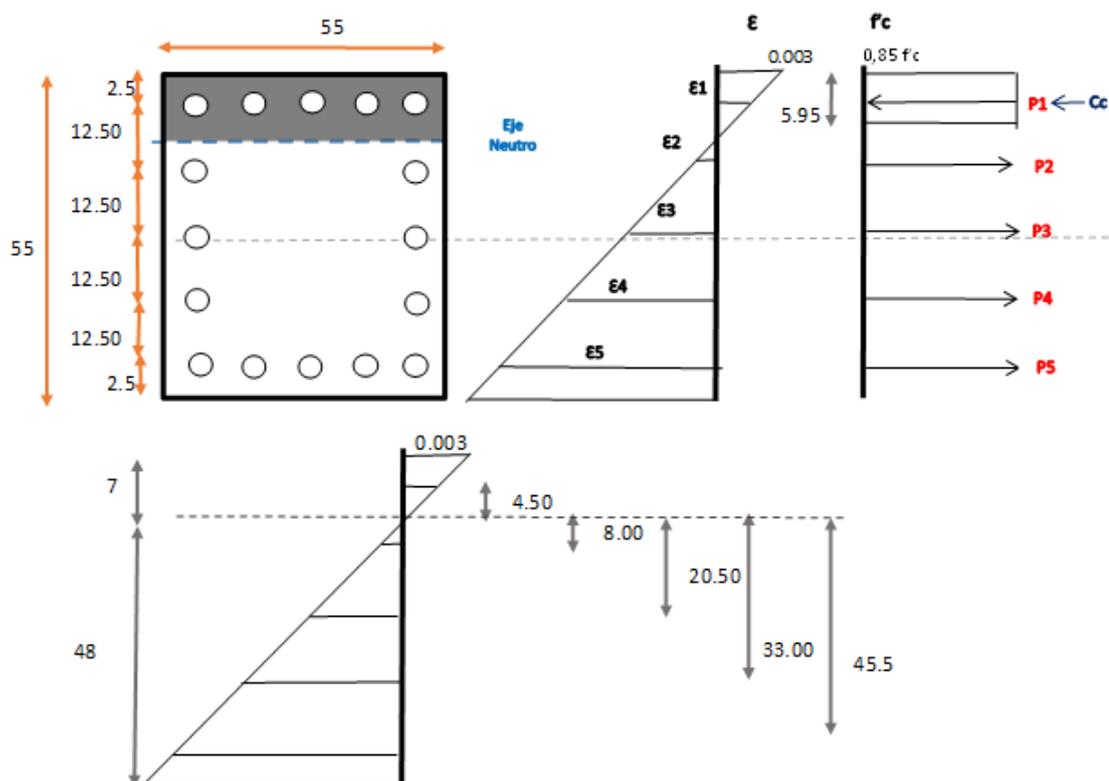
Esfuerzos en el acero		
$f_{s1} =$	1861.363636	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2} =$	429.5454545	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3} =$	1002.272727	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s4} =$	2434.090909	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s5} =$	3865.909091	kg/cm <sup>2</sup>

Fuerza de compresión en el hormigón		
$C_c =$	178818.75	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P1=	18712.47	kg
P2=	1727.30	kg
P3=	4030.38	kg
P4=	9788.06	kg
P5=	38864.36	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 - P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	146575.73	kg
	146.58	T
Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	5075916.41	kg*cm
	5075.92	T*cm

## Punto 6



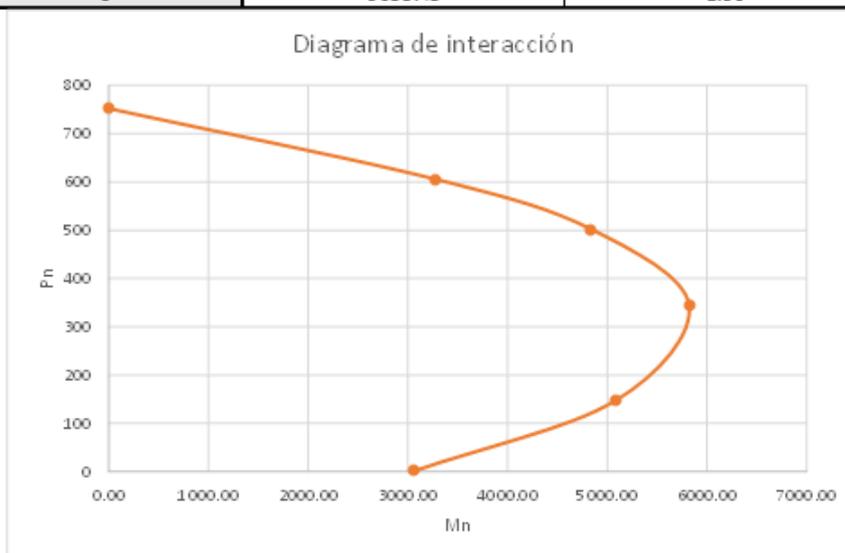
Deformaciones Unitarias		
ε1=	0.000245455	
ε2=	0.000436364	
ε3=	0.001118182	
ε4=	0.0018	
ε5=	0.002481818	
Esfuerzos en el acero		
fs1=	515.4545455	kg/cm <sup>2</sup>
fs2=	916.3636364	kg/cm <sup>2</sup>
fs3=	2348.181818	kg/cm <sup>2</sup>
fs4=	3780	kg/cm <sup>2</sup>
fs5=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	66759	kg
Fuerza de compresión en el acero		
P1=	5181.91	kg
P2=	3684.92	kg
P3=	9442.60	kg
P4=	15200.28	kg
P5=	42223.01	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	1390.11	kg
	1.39	T
Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	3058452.45	kg*cm
	3058.45	T*cm

#### Curva de interacción nominal

Punto	Mn (T*cm)	Pn (T)
1	0.00	752.21
2	3272.06	606.10
3	4839.22	502.02
4	5818.01	344.90
5	5075.92	146.58
6	3058.45	1.39

Diagrama de interacción



#### Curva de interacción modificada

Punto	Cargas nominales		Cargas últimas $\phi=0.90$		Cargas últimas $\phi=0.70$	
	Mn	Pn	Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
	(T*cm)	(T)	(T*cm)	(T)	(T*cm)	(T)
1	0.00	752.21	0.00	676.99	0.00	526.55
2	3272.06	606.10	2944.85	545.49	2290.44	424.27
3	4839.22	502.02	4355.29	451.82	3387.45	351.42
4	5818.01	344.90	5236.21	310.41	4072.61	241.43
5	5075.92	146.58	4568.32	131.92	3553.14	102.60
6	3058.45	1.39	2752.61	1.25	2140.92	0.97

Mn=	2113141.58	kg*cm
	2113.14	T*cm

Pn=	76678.72	kg
	76.68	T

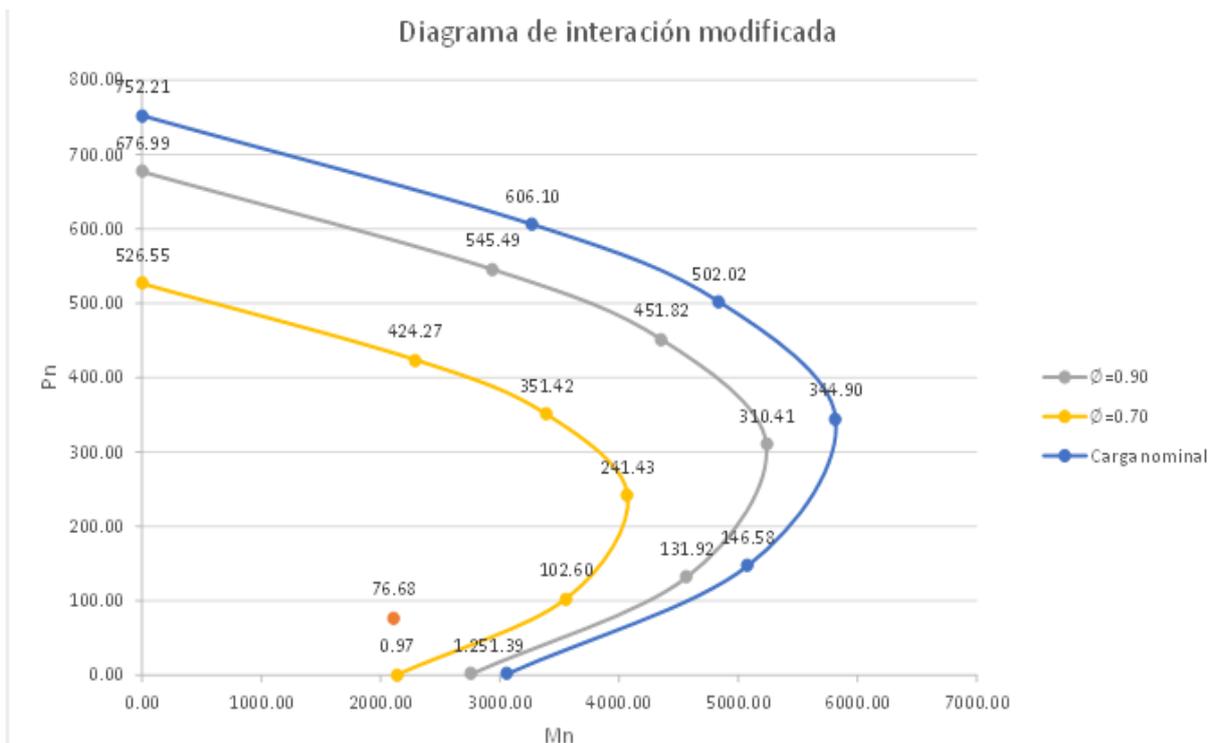
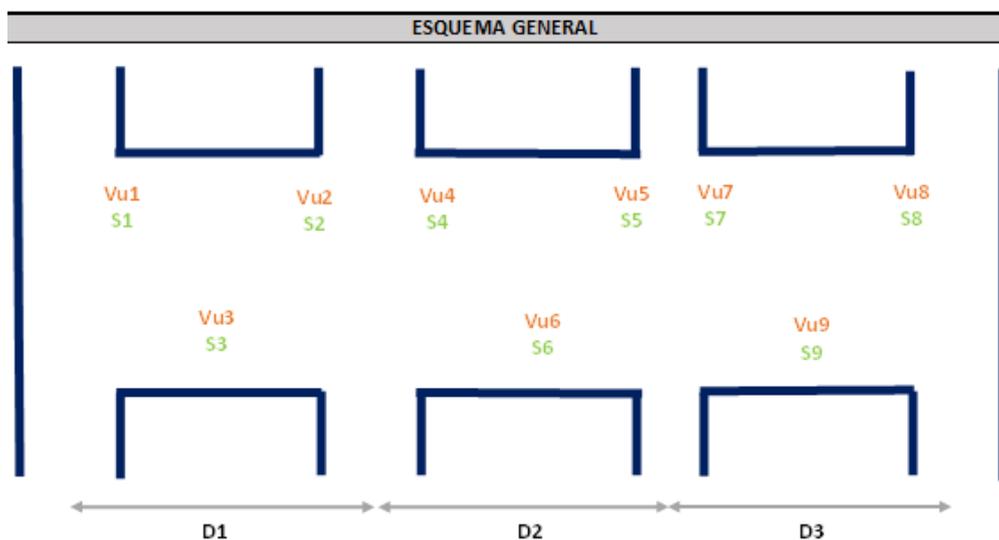


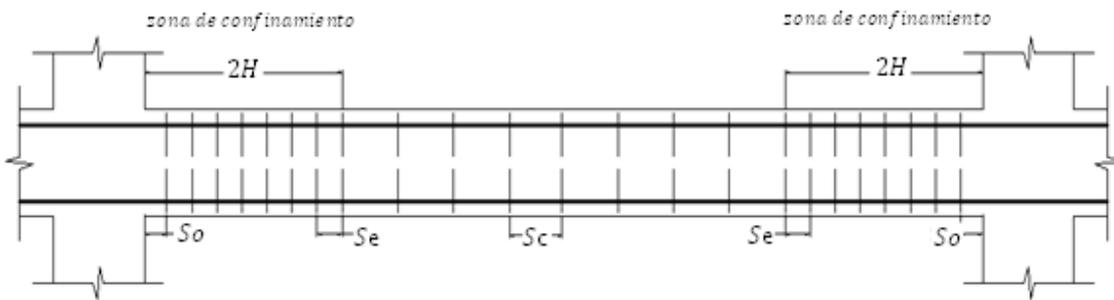
Ilustración 77. Diagrama de interacción columna más cargada eje 2B

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.1.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas

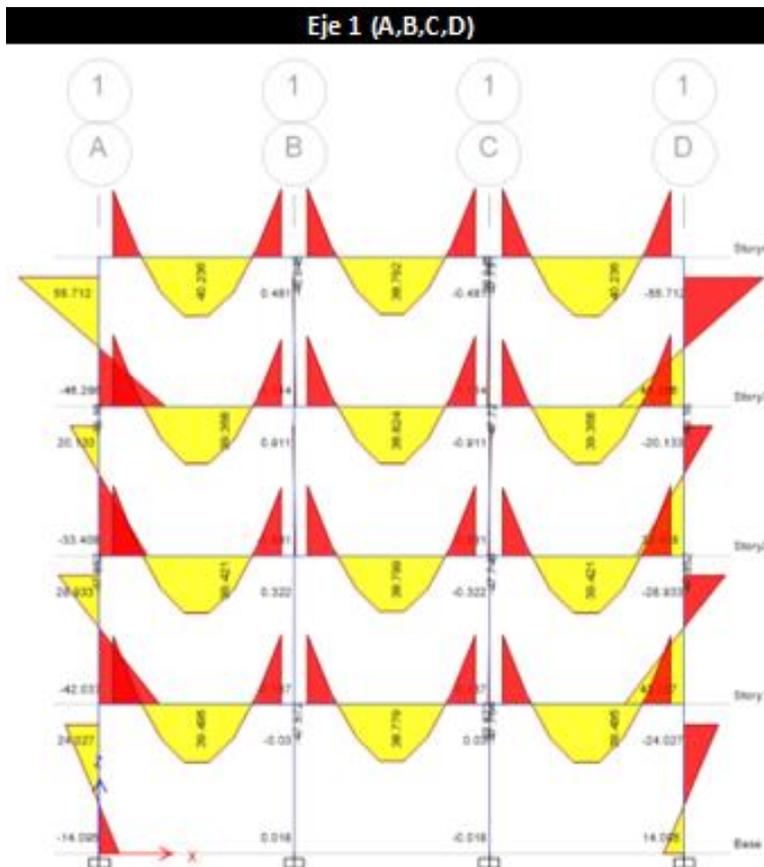




M

$f'c=$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	40	cm	h=	40	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	37	cm	d=	37	cm
D1=	4.00	m	D1=	4.00	m
D2=	4.00	m	D2=	4.00	m
D3=	4.00	m	D3=	4.00	m
2H=	80.00	cm	2H=	80.00	cm



**Story 1**



<b>Vu1=</b>	0.9022	ton
<b>Vu2=</b>	0.9075	ton
<b>Vu3=</b>	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
<b>S1=</b>	8.00	cm
<b>S2=</b>	8.00	cm
<b>S3=</b>	15.00	cm

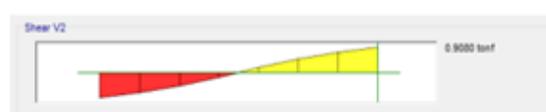
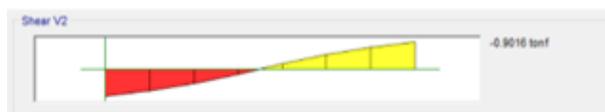
**Story 2 y 3**



<b>Vu1=</b>	0.9848	ton
<b>Vu2=</b>	0.9848	ton
<b>Vu3=</b>	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
<b>S1=</b>	8.00	cm
<b>S2=</b>	8.00	cm
<b>S3=</b>	15.00	cm

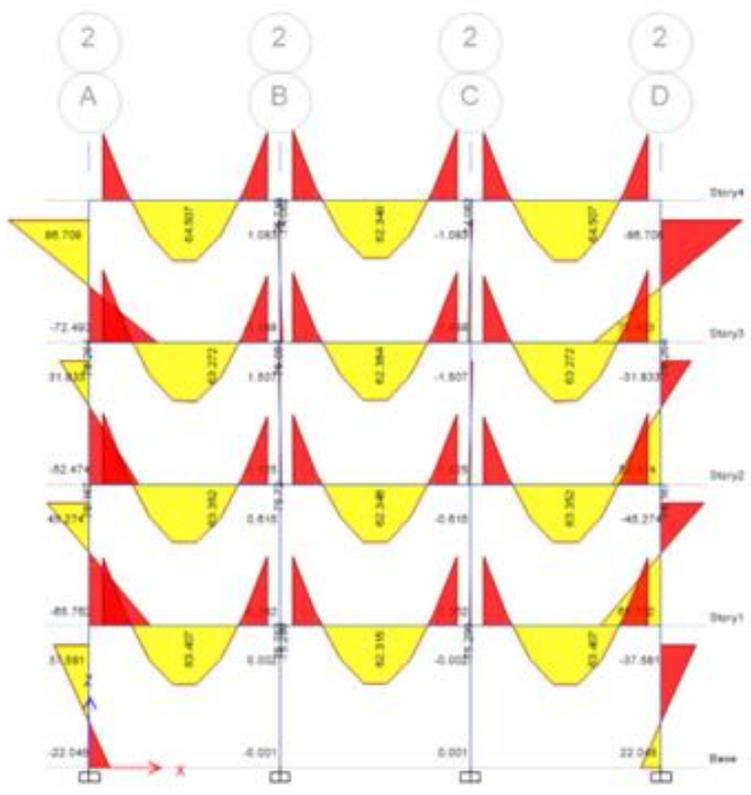
**Story 4**



<b>Vu1=</b>	0.9016	ton
<b>Vu2=</b>	0.9080	ton
<b>Vu3=</b>	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
<b>S1=</b>	8.00	cm
<b>S2=</b>	8.00	cm
<b>S3=</b>	15.00	cm

**Eje 2 (A,B,C,D)**



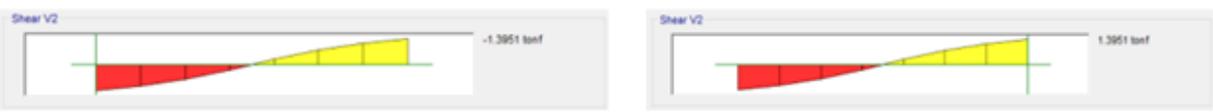
**Story 1**



<b>Vu1=</b>	1.3919	ton
<b>Vu2=</b>	1.3964	ton
<b>Vu3=</b>	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
<b>S1=</b>	8.00	cm
<b>S2=</b>	8.00	cm
<b>S3=</b>	15.00	cm

**Story 2 y 3**



<b>Vu1=</b>	1.3951	ton
<b>Vu2=</b>	1.3951	ton
<b>Vu3=</b>	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
<b>S1=</b>	8.00	cm
<b>S2=</b>	8.00	cm
<b>S3=</b>	15.00	cm

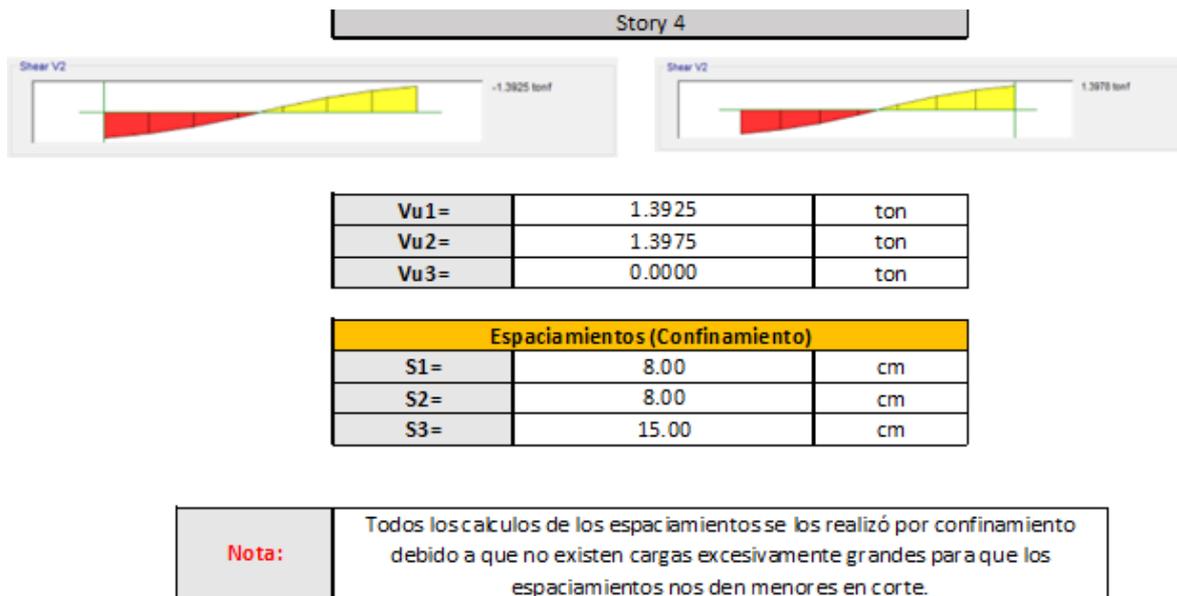


Ilustración 78. Verificación manual por corte de vigas

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**

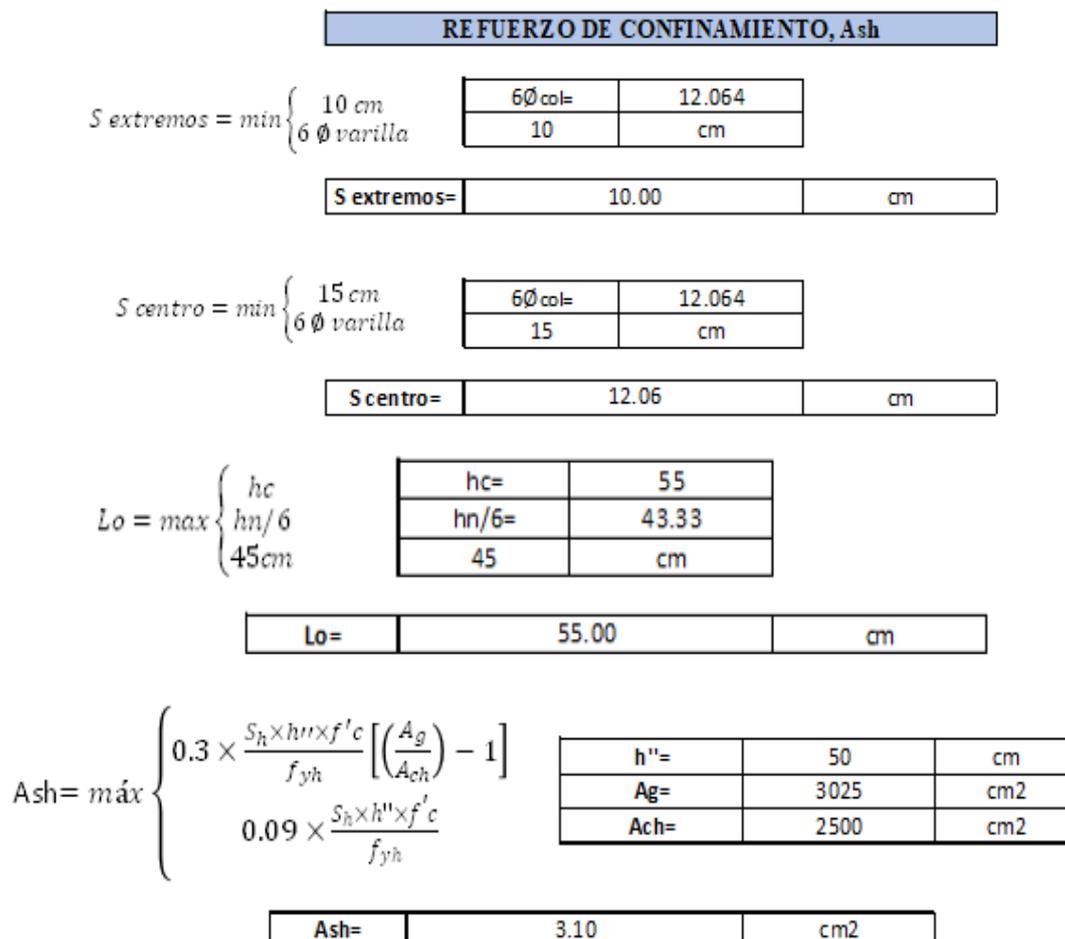
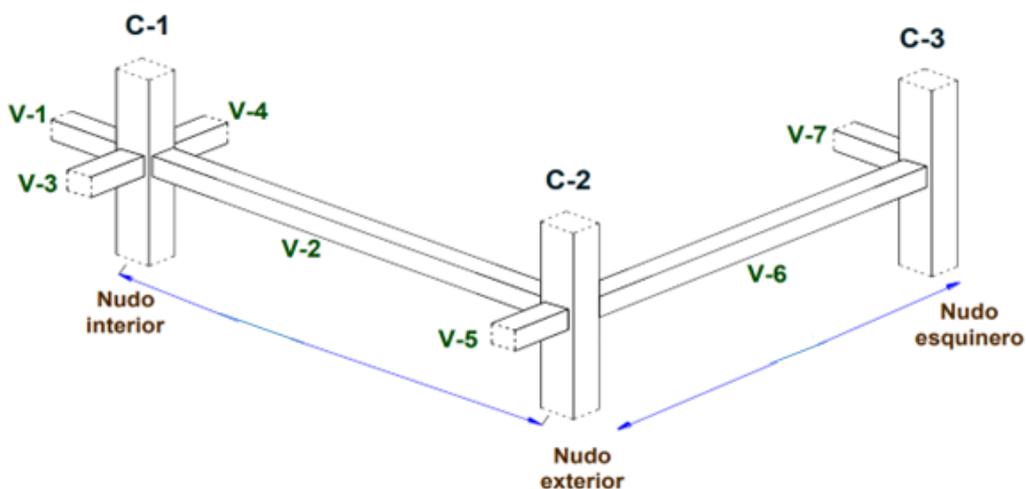


Ilustración 79. Verificación por corte de columnas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.13 Diseño de nudos

**ESQUEMA GENERAL**



**DATOS VIGAS**

VIGAS	ANCHO (b)	PERALTE (h)	ARMADURA SUPERIOR (As1)			ARMADURA INFERIOR (As2)		
	cm	cm						
V-1	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-2	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-3	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-4	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-5	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-6	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-7	25	40	3	∅	12	4	∅	12

**DATOS COLUMNAS**

VIGAS	ANCHO (b)	PERALTE (h)	ARMADURA		
	cm	cm			
C-1	55	55	16	∅	16
C-2	55	55	16	∅	16
C-3	55	55	16	∅	16

**DISEÑO NUDO INTERIOR**

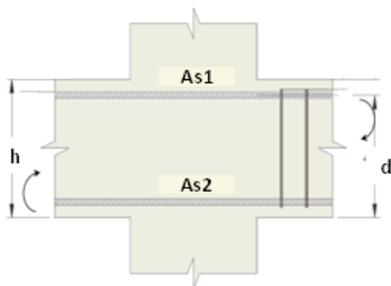
**a) CONTROL DE ADHERENCIA**

h <sub>c</sub> =	550	mm
∅ <sub>c</sub> =	16	mm

h <sub>v</sub> =	400	mm
∅ <sub>v</sub> =	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

**b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL**



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left( d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left( d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$



H= 3 m

**1. Cortante aplicado al nudo, Vj**

$\alpha =$	1.25
------------	------

$A_{s1} =$	3.39	cm <sup>2</sup>
$A_{s2} =$	4.52	cm <sup>2</sup>

$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	37	cm

$M1 =$	627967.18	kg*m
	6.28	T*m
$M2 =$	823464.0008	kg*m
	8.23	T*m

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$V_{col} =$	4.84	T
-------------	------	---

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$$

$T1 =$	17.81	T
--------	-------	---

$$C_2 = A_{s2} \alpha F_y$$

$C2 =$	23.75	T
--------	-------	---

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$V_j =$	36.73	T
---------	-------	---

**2. Cortante resistido por el nudo, Vn**

$$A_j = b_j h_j$$

$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm

$$b_j \leq \left( \frac{b_v + h_j}{b_v + 2x} \right)$$

$b_v + h_j =$	50
$x =$	15
$b_v + 2x =$	55

$b_j =$	50	cm
$A_j =$	2750	cm <sup>2</sup>

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$V_n =$	136.33	T
$0.85 * V_n =$	115.88	T

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

$coef =$	0.317
----------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

**c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL**

**1. Cortante aplicado al nudo,  $V_{jv}$**

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

$V_{jv} =$	26.71	T
------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

**2. Cortante vertical resistido por el nudo,  $V_{nv}$**

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

**d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO,  $A_{sh}$**

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

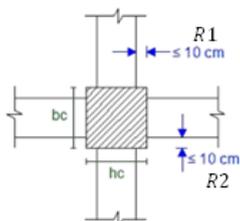
$b_c/4 =$	13.75
$h_c/4 =$	13.75
$6\phi_{col} =$	12.0637158
	15

$S_h =$	12.06	cm
---------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

$h'' =$	48	cm
$A_g =$	3025	cm <sup>2</sup>
$A_{ch} =$	2304	cm <sup>2</sup>

$A_{sh} =$	3.11	@	12.06	cm <sup>2</sup>
------------	------	---	-------	-----------------

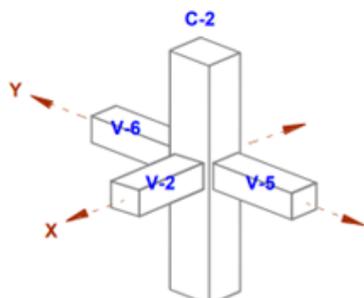


Revisamos condición:	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

Revisamos condición:	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

**DISEÑO NUDO EXTERIOR**

**DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "X" (VIGA V2)**



**a) CONTROL DE ADHERENCIA**

$h_c =$	550	mm
$\phi_c =$	16	mm

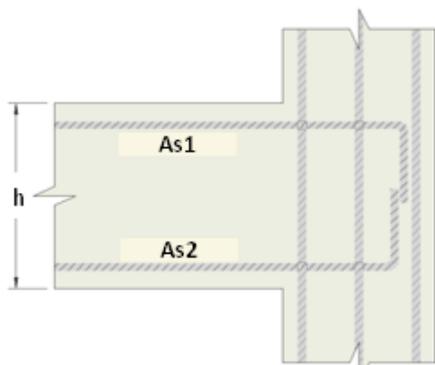
$h_v =$	400	mm
$\phi_v =$	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
----------------------	---------------------------	--------

Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE
----------------------	------------------------------	--------

**b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL**

**1. Cortante aplicado al nudo,  $V_j$**



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left( d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$



H= 3 m

$\alpha =$	1.25
------------	------

As1=	3.39	cm <sup>2</sup>
As2=	"No se considera"	

h=	40	cm
b=	25	cm
d=	36.5	cm

M1=	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
M2=	0	kg*cm
	0.00	T*m

$$V_{col} = \frac{M_1}{H}$$

Vcol=	2.06	T
-------	------	---

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$$

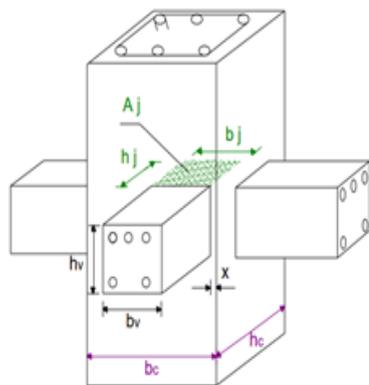
T1=	17.81	T
-----	-------	---

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

Vj=	15.75	T
-----	-------	---

**2. Cortante resistido por el nudo,  $V_n$**

$$A_j = b_j h_j$$



bv=	25.00	cm
hj=	55.00	cm

$$b_j \leq (b_v + h_j)$$

bv+hj=	80.00
x=	15
bv+2x=	55

bj=	55	cm
Aj=	3025	cm <sup>2</sup>

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Vn=	187.45	T
-----	--------	---

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

coef=	0.099
-------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

**c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL**

**1. Cortante aplicado al nudo, V<sub>fv</sub>**

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{fv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

V <sub>fv</sub> =	11.45	T
-------------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{fv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

**2. Cortante vertical resistido por el nudo, V<sub>nv</sub>**

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

**d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO, A<sub>sh</sub>**

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

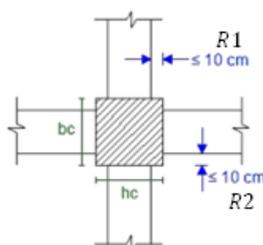
bc/4=	13.75
hc/4=	13.75
6φ <sub>col</sub> =	12.0637158
	15

S <sub>h</sub> =	12.06	cm
------------------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[ \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

h''=	48	cm
A <sub>g</sub> =	3025	cm <sup>2</sup>
A <sub>ch</sub> =	2304	cm <sup>2</sup>

A <sub>sh</sub> =	3.11	@	12.06	cm <sup>2</sup>
-------------------	------	---	-------	-----------------



Revisamos condición:	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

Revisamos condición:	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

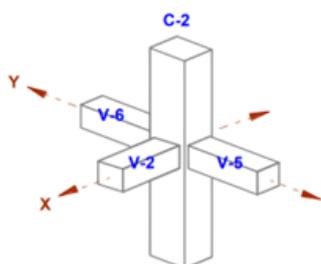
**e) CONTROL DE LONGITUD DE ANCLAJE**

$$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \phi_v}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_{dh_{disp}} = h_{c2} - (2 \text{ Recubrimiento} + 1)$$

l <sub>dh req</sub> =	18.91	cm	l <sub>dh disp</sub> =	55.50	cm
-----------------------	-------	----	------------------------	-------	----

Revisamos condición:	$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp}}$	CUMPLE
----------------------	--------------------------------	--------



**DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "Y" (VIGA V5 - V6)**

**a) CONTROL DE ADHERENCIA**

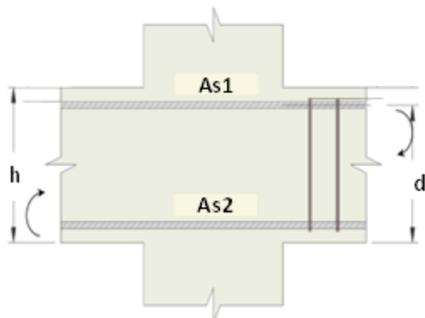
hc=	550	mm
φ <sub>c</sub> =	16	mm

h <sub>v</sub> =	400	mm
φ <sub>v</sub> =	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

**b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL**

**1. Cortante aplicado al nudo, Vj**



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left( d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$\alpha =$	1.25	
$A_{s1} =$	3.39	cm <sup>2</sup>
$A_{s2} =$	4.52	cm <sup>2</sup>
$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	36.5	cm
$M_1 =$	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
$M_2 =$	811588.7805	kg*cm
	8.12	T*m



H= 3 m

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

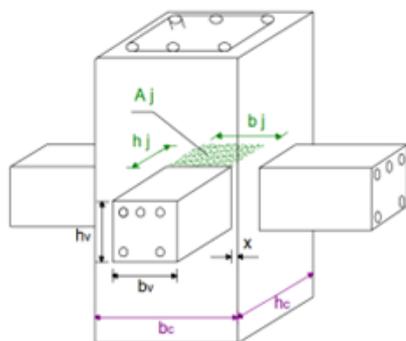
$V_{col} =$	4.77	T
$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$		
$T_1 =$	17.81	T
$C_2 = A_{s2} \alpha F_y$		
$C_2 =$	23.75	T

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

$V_j =$	36.79	T
---------	-------	---

**2. Cortante resistido por el nudo, Vn**

$$A_j = b_j h_j$$



$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm
$b_j \leq \left( \frac{b_v + h_j}{b_v + 2x} \right)$		
$b_v + h_j =$	80.00	
$x =$	15	
$b_v + 2x =$	55	
$b_j =$	55	cm
$A_j =$	3025	cm <sup>2</sup>

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

$V_n =$	187.45	T	$coef =$	0.231
---------	--------	---	----------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

**c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL**

**1. Cortante aplicado al nudo,  $V_{jv}$**

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

$V_{jv} =$	26.76	T
------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

**2. Cortante vertical resistido por el nudo,  $V_{nv}$**

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

**d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO,  $A_{sh}$**

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

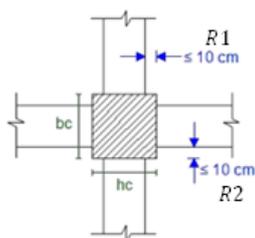
$b_c/4 =$	13.75
$h_c/4 =$	13.75
$6\phi_{col} =$	12.0637158
	15

$S_h =$	12.06	cm
---------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[ \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

$h'' =$	48	cm
$A_g =$	3025	cm <sup>2</sup>
$A_{ch} =$	2304	cm <sup>2</sup>

$A_{sh} =$	3.11	@	12.06	cm <sup>2</sup>
------------	------	---	-------	-----------------

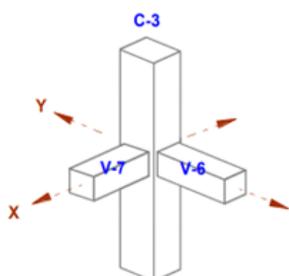


Revisamos condición:	$R_2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	-----------------	--------

Revisamos condición:	$R_1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	-----------------	--------

**DISEÑO NUDO ESQUINERO**

**DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "X" (VIGA V7)**



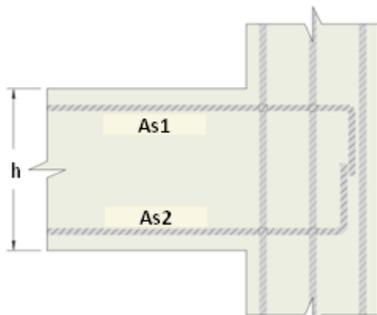
**a) CONTROL DE ADHERENCIA**

$h_c =$	550	mm
$\phi_c =$	16	mm

$h_v =$	400	mm
$\phi_v =$	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

**b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL**



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left( d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$



H= 3 m

**1. Cortante aplicado al nudo, Vj**

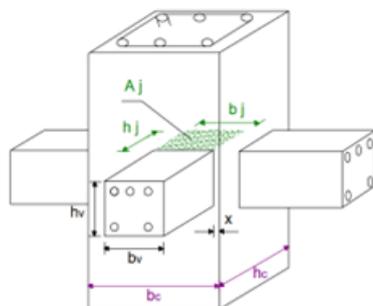
$\alpha =$	1.25	
$A_{s1} =$	3.39	cm <sup>2</sup>
$A_{s2} =$	"No se considera"	
$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	36.5	cm
$M_1 =$	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
$M_2 =$	0	kg*cm
	0.00	T*m

$$V_{col} = \frac{M_1}{H}$$

$V_{col} =$	2.06	T
$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$		
$T_1 =$	17.81	T
$V_j = T_1 - V_{col}$		
$V_j =$	15.75	T

**2. Cortante resistido por el nudo, Vn**

$$A_j = b_j h_j$$



$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm
$b_j \leq \left( \frac{b_v + h_j}{b_v + 2x} \right)$		
$b_v + h_j =$	80.00	
$x =$	15	
$b_v + 2x =$	55	
$b_j =$	55	cm
$A_j =$	3025	cm <sup>2</sup>

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$V_n =$	149.96	T
$0.85 * V_n =$	127.47	T

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

$coef =$	0.124
----------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

**c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL**

**1. Cortante aplicado al nudo, Vjv**

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left( \frac{h_v}{h_c} \right)$$

$V_{jv} =$	11.45	T
------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

**d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO,  $A_{sh}$**

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

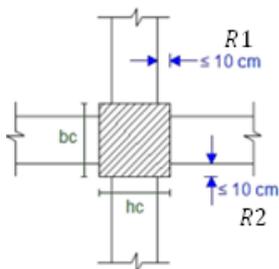
$b_c/4=$	13.75
$h_c/4=$	13.75
$6\phi_{col}=$	12.0637158
	15

<b>Sh=</b>	12.06	cm
------------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

<b>h''=</b>	48	cm
<b>Ag=</b>	3025	cm <sup>2</sup>
<b>Ach=</b>	2304	cm <sup>2</sup>

<b>Ash=</b>	3.11	@	12.06	cm <sup>2</sup>
-------------	------	---	-------	-----------------



<b>Revisamos condición:</b>	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
-----------------------------	----------------	--------

<b>Revisamos condición:</b>	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
-----------------------------	----------------	--------

**e) CONTROL DE LONGITUD DE ANCLAJE**

$$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \phi_v}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_{dh_{disp}} = h_{c2} - (2 \text{ Recubrimiento} + 1)$$

<b>l dh req=</b>	18.91	cm	<b>l dh disp=</b>	55.50	cm
------------------	-------	----	-------------------	-------	----

<b>Revisamos condición:</b>	$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp}}$	CUMPLE
-----------------------------	--------------------------------	--------

Ilustración 80. Diseño de nudos, centrales, laterales y esquineros

Fuente. Excel de autoría propia

• **Criterio columna fuerte-viga débil**

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	6.28	T*m
	Mv2=	8.23	T*m
	Mc=	58.18	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	8.12	T*m
	Mc=	58.18	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	58.18	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 81. Verificación manual columna fuerte viga débil

Fuente. Excel de autoría propia

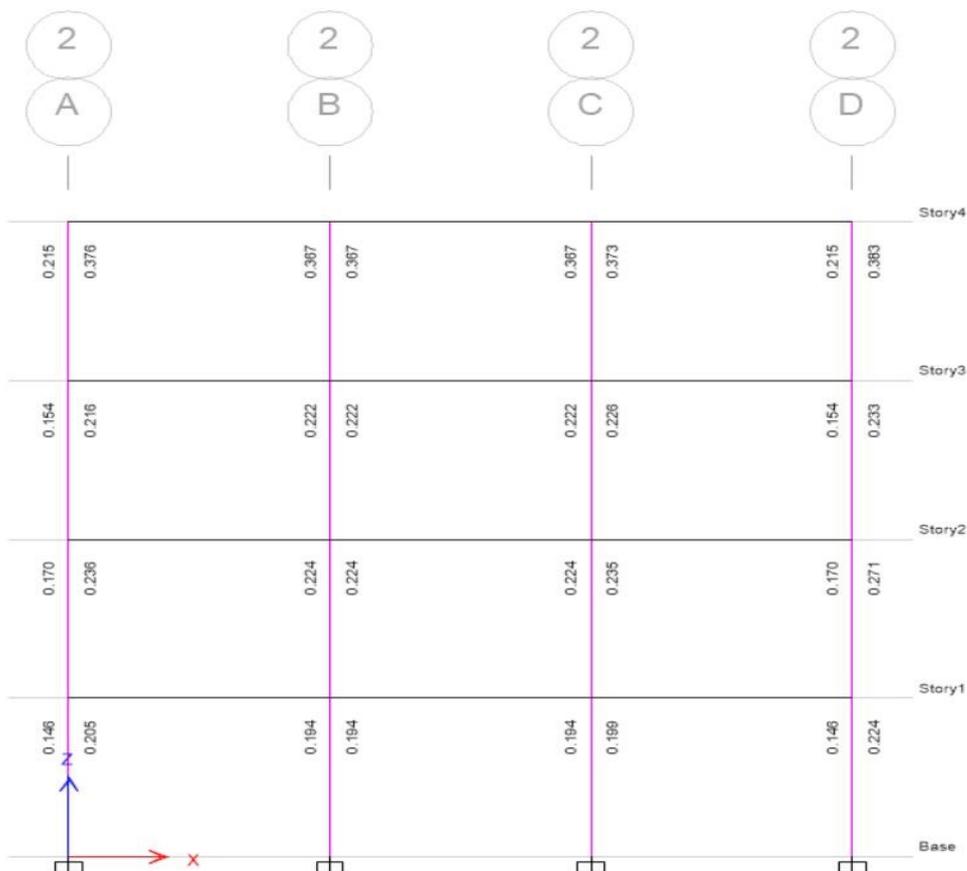


Ilustración 82. Verificación nudos eje crítico

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2 Estructuración del arquetipo 2

**E** Frame Section Property Data ✕

**General Data**

Property Name: COL 65x65 (internas)

Material: Hormigon 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.65 m

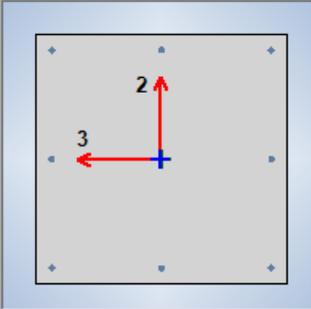
Width: 0.65 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...



**E** Frame Section Property Reinforcement Data ✕

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 2.5 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 1.54 cm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area: 14 1.54 cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: 10 0.79 cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 83. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

**E** Frame Section Property Data ×

**General Data**

Property Name: COL65x65 (perimetales)

Material: Hormigon 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.65 m

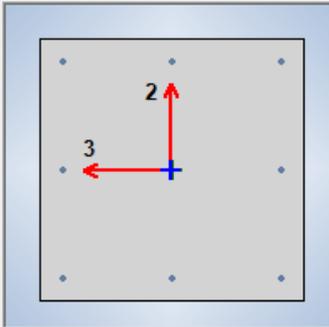
Width: 0.65 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...



**E** Frame Section Property Reinforcement Data ×

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 84. Diseño de columnas perimetales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

**E** Frame Section Property Data ×

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**

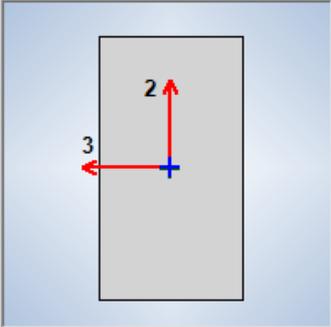


Ilustración 85. Diseño de vigas luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

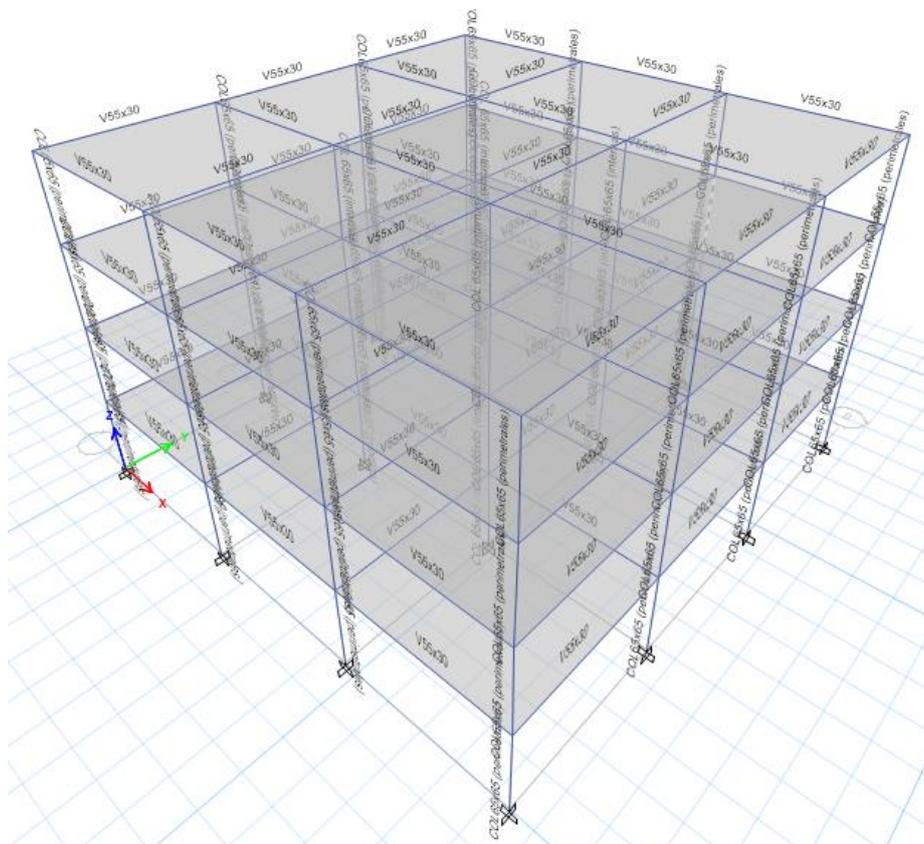


Ilustración 86. Modelo 3d luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m <sup>2</sup>	Unit Weight kgf/m <sup>2</sup>	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story3	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story2	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story1	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Sum	Column	Hormigon 240	194912.68	1296	150.4	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	203620.31	1296	157.11	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	323854.91	1296	249.89		
	Total	All	All	722387.89	1296	557.4	160	0

Ilustración 87. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 2		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	188632,89	188632,89
Story3	293996,97	293996,97
Story2	293996,97	293996,97
Story1	293996,97	293996,97
Base	24364,08	24364,08

W	1070623,8	kg
V	211907,4981	kN
	2078,812556	
Tn (Periodo natural)	0,6593	seg
T	0,515	seg
T (analisis)	0,5148	seg
Sa	0,197929	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	m*h <sup>k</sup>	Cv	F	
4	12	188632,89	2305560,194	0,300533922	624,75369	
3	9	293996,97	2689301,911	0,350555345	728,7388536	
2	6	293996,97	1787502,074	0,233004113	484,3718762	
1	3	293996,97	889183,1157	0,11590662	240,9481367	
			7671547,295	1	2078,812556	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2083,0479	0
SY	LinStatic		0	-2083,0479
Espectro X	LinRespSpec	Max	1648,198204	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	1648,198204

	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
<b>Regular</b>	0,8	0,8
<b>80%</b>	1666,4383	1666,4383
<b>F.Correccion</b>	1,01106670	1,01106670

Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2083,0479	0
SY	LinStatic		0	-2083,0479
Espectro X	LinRespSpec	Max	1666,4386	0,000001145
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000001221	1666,4386

	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
<b>Regular</b>	0,8	0,8
<b>80%</b>	1666,4383	1666,4383
<b>F.Correccion</b>	1,00	1,00

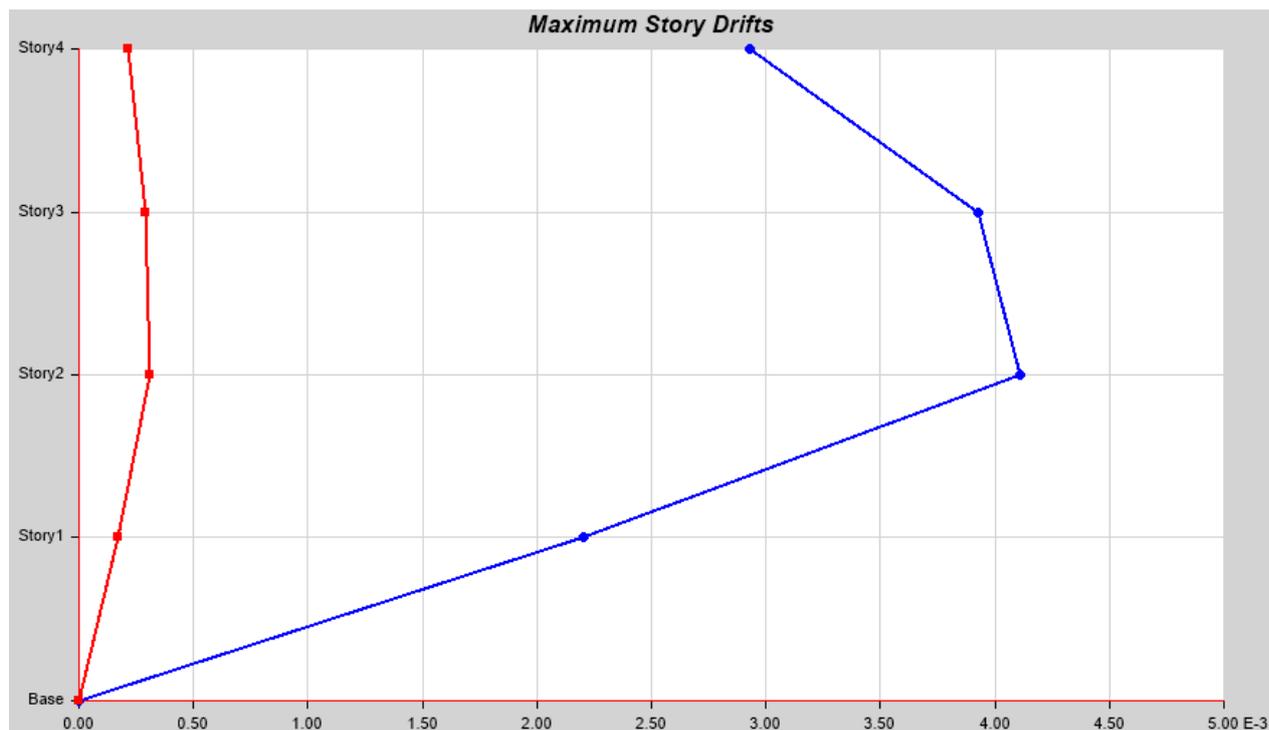
Correcto

Ilustración 88. Corrección manual del cortante

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2.3 Derivas elásticas

<ul style="list-style-type: none"> <li> <b>Name</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Name: StoryResp2</li> </ul> </li> <li> <b>Show</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Display Type: Max story drifts</li> <li>Case/Combo: SX</li> <li>Load Type: Load Case</li> </ul> </li> <li> <b>Display For</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Story Range: All Stories</li> <li>Top Story: Story4</li> <li>Bottom Story: Base</li> </ul> </li> <li> <b>Display Colors</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Global X:  Blue</li> <li>Global Y:  Red</li> </ul> </li> <li> <b>Legend</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Legend Type: None</li> </ul> </li> </ul>
--



Max: (0.00411, Story2); Min: (0, Base)

*Ilustración 89. Deriva elástica (SX)*

*Fuente. Etabs 2021*

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp1
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None

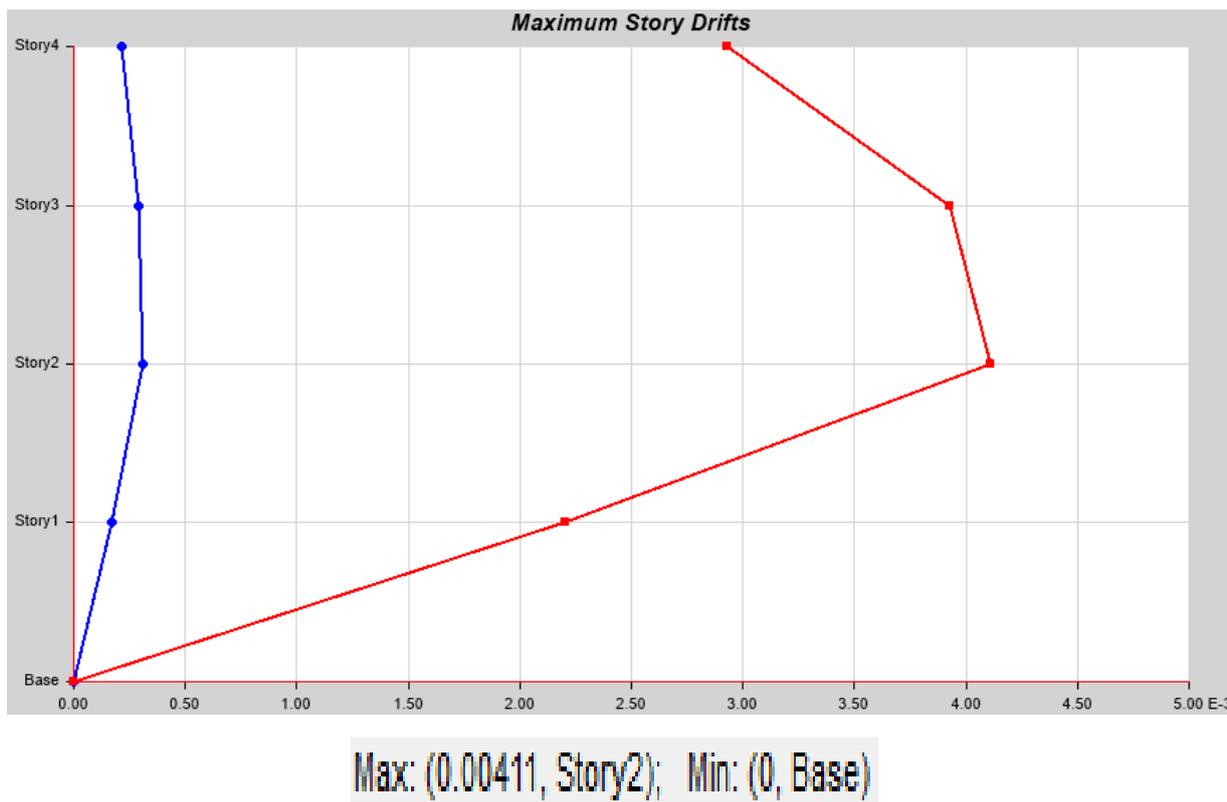


Ilustración 90. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

**3.2.10.2.4 Derivas inelásticas**

$$D_{SX} = 0.00411 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.018495 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SX} = 0.00411 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.018495 < 0.02$$

CORRECTO

**3.2.10.2.5 Máximos desplazamientos**

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.039491	0.03654	1.081
	Story3	SX	LinStatic	X	0.030709	0.028394	1.082
	Story2	SX	LinStatic	X	0.018932	0.01749	1.082
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006602	0.006092	1.084
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.039491	0.03654	1.081
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.030709	0.028394	1.082
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.018932	0.01749	1.082
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006602	0.006092	1.084

Ilustración 91. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	1070623.81	212411.76
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	1070623.81	212411.76

Ilustración 92. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.2.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.659	0.0011	0.7753	0	0.0011	0.7753	0	0.2641	0.0004	0	0.2641	0.0004	0
Modal	2	0.659	0.7753	0.0011	0	0.7765	0.7765	0	0.0004	0.2641	0	0.2645	0.2645	0
Modal	3	0.561	0	0	0	0.7765	0.7765	0	0	0	0.7823	0.2645	0.2645	0.7823
Modal	4	0.179	0.0193	0.1245	0	0.7957	0.901	0	0.4547	0.0703	0	0.7192	0.3348	0.7823
Modal	5	0.179	0.1245	0.0193	0	0.9202	0.9202	0	0.0703	0.4547	0	0.7895	0.7895	0.7823
Modal	6	0.156	0	0	0	0.9202	0.9202	0	0	0	0.1394	0.7895	0.7895	0.9218
Modal	7	0.083	0.0594	5.749E-07	0	0.9796	0.9202	0	0.000001386	0.1432	0	0.7895	0.9327	0.9218
Modal	8	0.083	5.75E-07	0.0594	0	0.9796	0.9796	0	0.1432	0.000001386	0	0.9327	0.9327	0.9218
Modal	9	0.074	0	0	0	0.9796	0.9796	0	0	0	0.0582	0.9327	0.9327	0.98
Modal	10	0.052	0.0192	0.0011	0	0.9989	0.9808	0	0.0038	0.0635	0	0.9365	0.9962	0.98
Modal	11	0.052	0.0011	0.0192	0	1	1	0	0.0635	0.0038	0	1	1	0.98
Modal	12	0.047	0	0	0	1	1	0	0	0	0.02	1	1	1

Ilustración 93. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

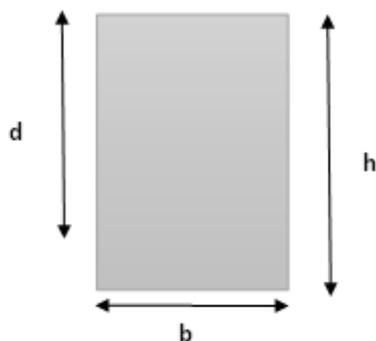
### 3.2.10.2.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
Story1	D1	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story2	D2	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story3	D3	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story4	D4	19235.2	19235.2	9	9	19235.2	19235.2	9	9	9	9

Ilustración 94. Centro de masa de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.9 Verificación de armado en vigas

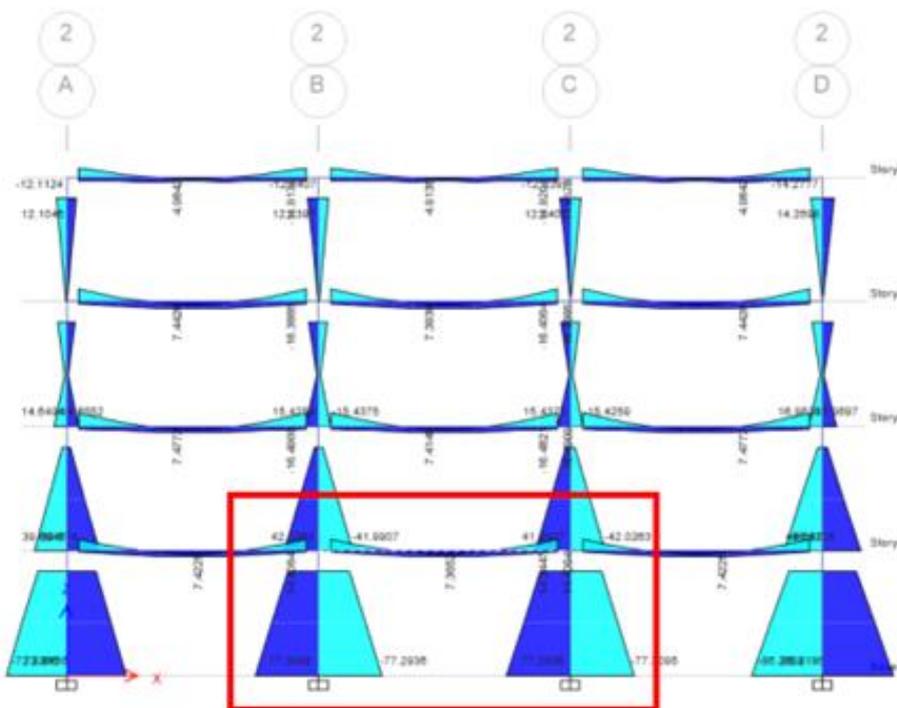


$f'c=$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	55	cm	h=	55	cm
b=	30	cm	b=	30	cm
d=	52	cm	d=	52	cm

D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m

Eje 2 (B,C)



M1=	18.9764	ton*m	ρ1=	0.00664
M2=	18.9764	ton*m	ρ2=	0.00664
M3=	7.6849	ton*m	ρ3=	0.00330

As1=	10.36	cm2
As2=	10.36	cm2
As3=	5.15	cm2

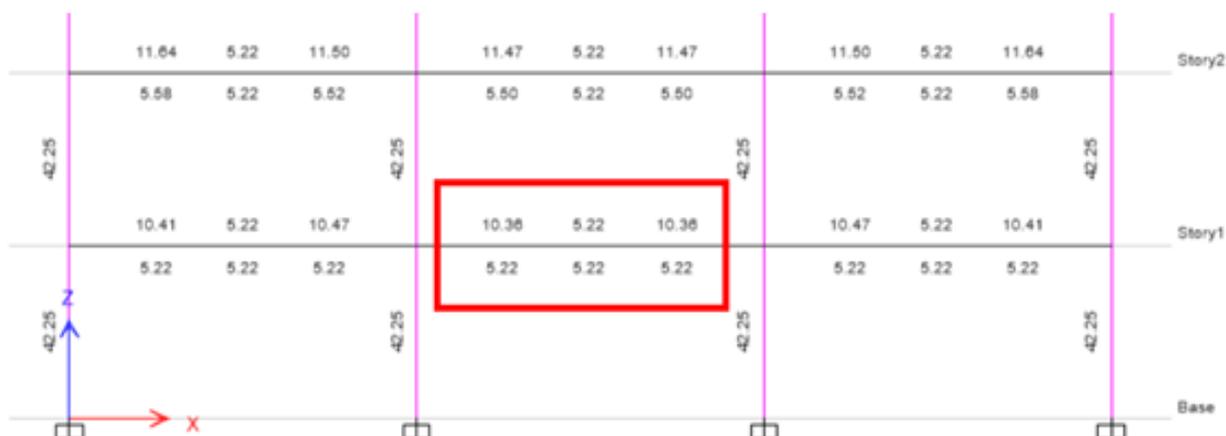
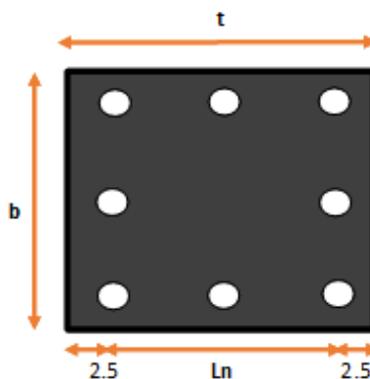


Ilustración 95. Verificación manual del armado en vigas de hormigón armado modelo 2

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.2.10 Verificación de armado en columnas

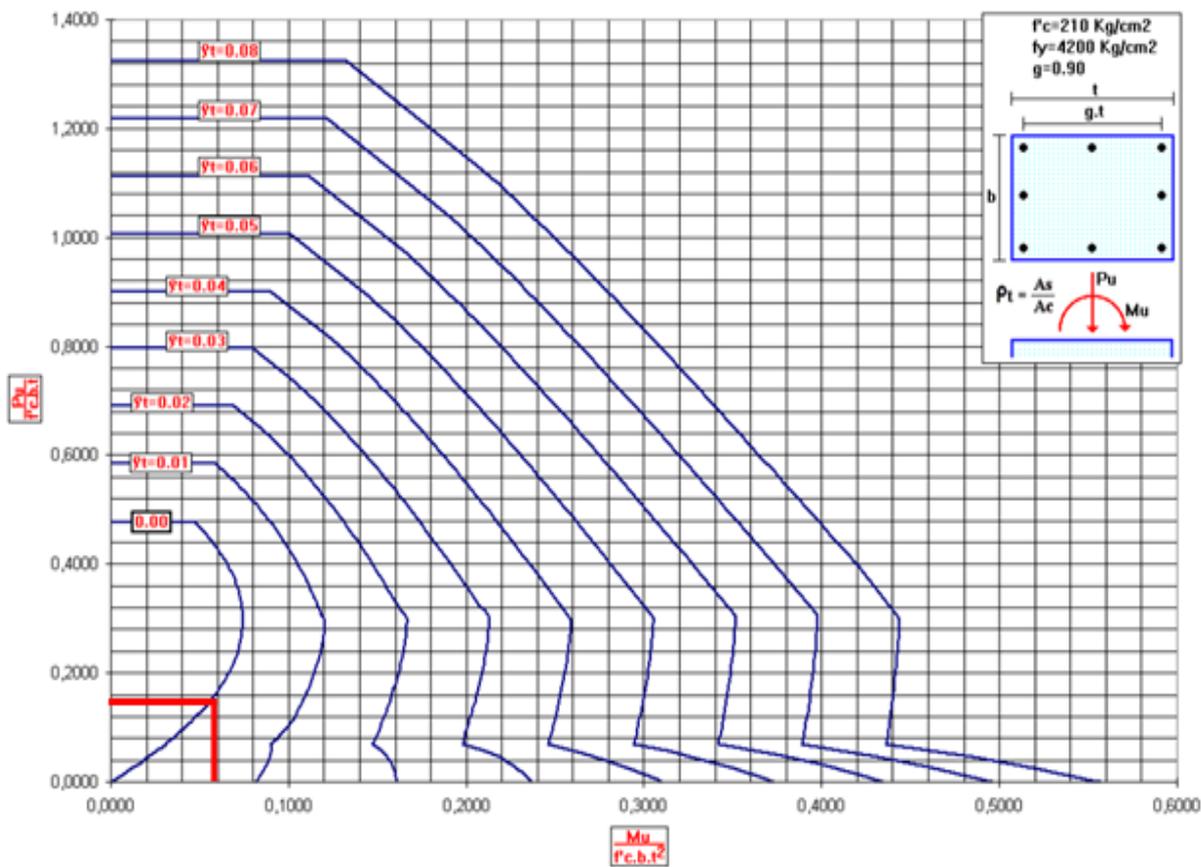


Lado corto	b=	65	cm
Lado largo	t=	65	cm
Lado largo del núcleo	Ln=	60.0	cm
Ln/t	g=	0.92	
Resistencia hormigón	f'c=	240.00	kg/cm2

Momento último	Mu=	4334723.23	kg/cm2
Carga axial última	Pu=	166512.33	kg

$\frac{Mu}{f'c \times b \times t^2} =$	0.066	$\frac{Pu}{f'c \times b \times t} =$	0.164
--	-------	--------------------------------------	-------

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES  
(gráfico # 124)



$\rho$ diagrama=	0.00200	
<b>UTILIZAR CUANTIA MINIMA</b>		
$\rho$ =	0.01	
$A_s$ =	42.25	cm <sup>2</sup>

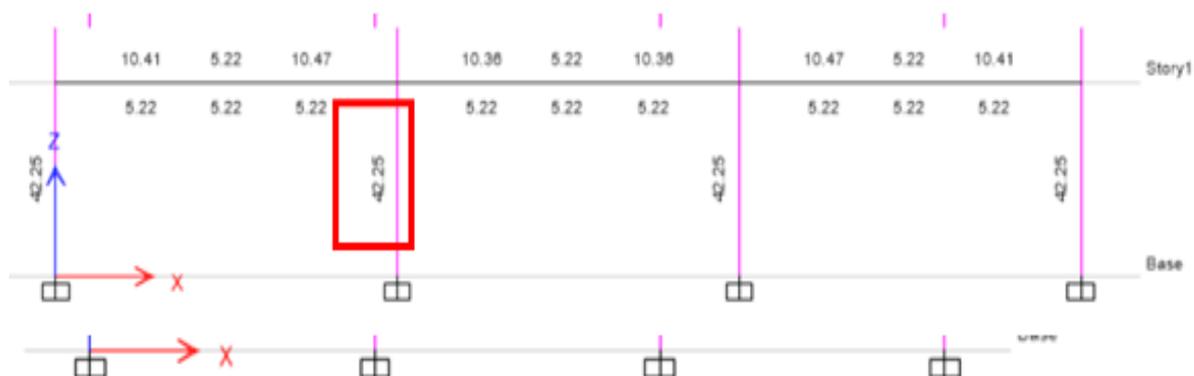
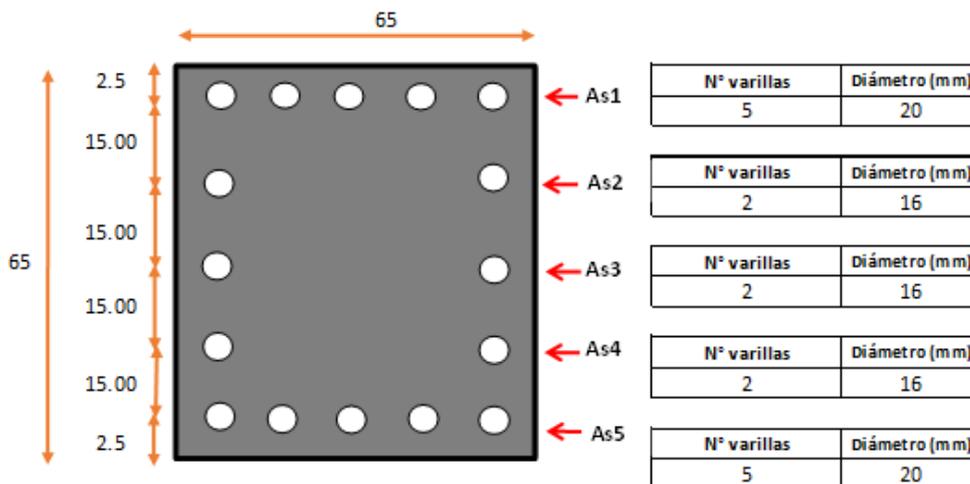


Ilustración 96. Verificación manual de armado en columnas de hormigón armado modelo 2

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.11 Diagrama de interacción

DATOS GENERALES:			
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	$f_c =$	240	kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>



Área de acero

As1=	15.71	cm <sup>2</sup>
As2=	4.02	cm <sup>2</sup>
As3=	4.02	cm <sup>2</sup>
As4=	4.02	cm <sup>2</sup>
As5=	15.71	cm <sup>2</sup>
Astotal=	43.48	cm <sup>2</sup>

Deformación máxima del acero ( $\epsilon_s \max$ )

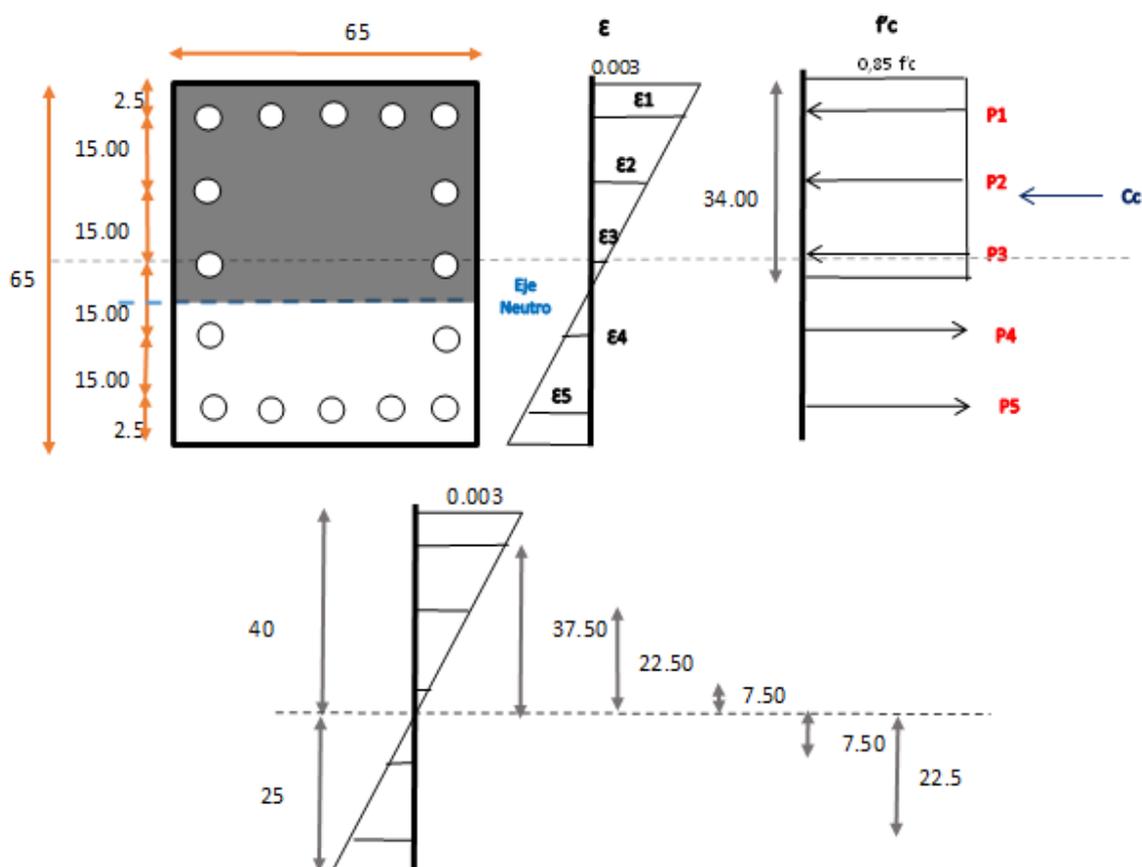
$E_s =$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
---------	---------	--------------------

$$\epsilon_s \max = \frac{f_y}{E_s}$$

$E_s \max =$	0.002
--------------	-------

$\epsilon_s < \epsilon_s \max$	$\epsilon_s > \epsilon_s \max$
$f_s = E_s \times \epsilon_s$	$f_s = f_y$

## Punto 4



Deformaciones Unitarias	
$\epsilon_1 =$	0.001730769
$\epsilon_2 =$	0.001038462
$\epsilon_3 =$	0.000346154
$\epsilon_4 =$	0.000346154
$\epsilon_5 =$	0.001038462

Esfuerzos en el acero		
$f_{s1} =$	3634.615385	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2} =$	2180.769231	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3} =$	726.9230769	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s4} =$	726.9230769	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s5} =$	2180.769231	kg/cm <sup>2</sup>

Fuerza de compresión en el hormigón		
$C_c =$	450840	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P1=	57092.40	kg
P2=	8769.39	kg
P3=	2923.13	kg
P4=	2923.13	kg
P5=	34255.44	kg

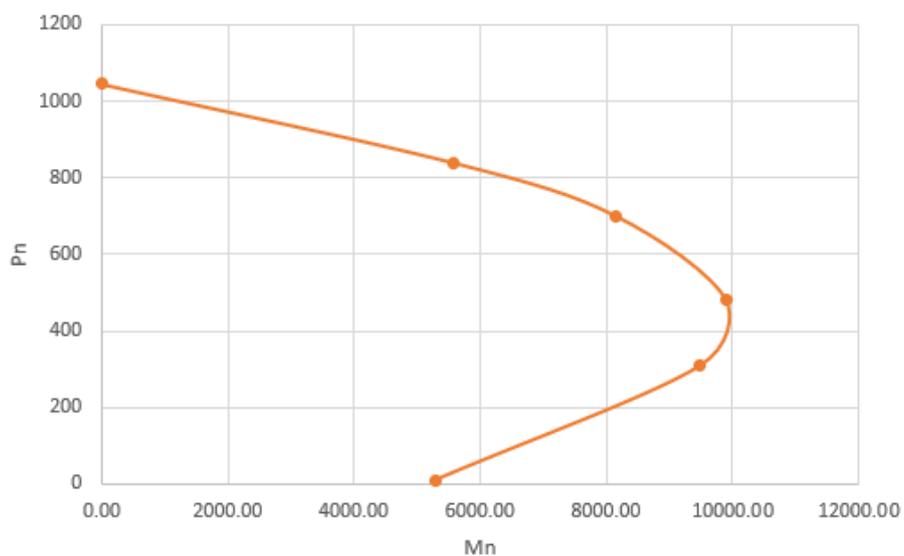
Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	482446.36	kg
	482.45	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	9903843.31	kg*cm
	9903.84	T*cm

**Curva de interacción nominal**

Punto	Mn	Pn
	(T*cm)	(T)
1	0.00	1044.51
2	5587.55	838.77
3	8153.78	700.77
4	9903.84	482.45
5	9487.78	308.24
6	5301.39	10.90

Diagrama de interacción



Curva de interacción modificada						
Punto	Cargas nominales		Cargas últimas		Cargas últimas	
	Mn (T*cm)	Pn (T)	Ø=0.90		Ø=0.70	
			Mn1 (T*cm)	Pn1 (T)	Mn2 (T*cm)	Pn2 (T)
1	0.00	1044.51	0.00	940.06	0.00	731.16
2	5587.55	838.77	5028.79	754.89	3911.28	587.14
3	8153.78	700.77	7338.40	630.69	5707.65	490.54
4	9903.84	482.45	8913.46	434.20	6932.69	337.71
5	9487.78	308.24	8539.01	277.41	6641.45	215.77
6	5301.39	10.90	4771.25	9.81	3710.97	7.63

Mn=	4334723.23	kg*cm
	4334.72	T*cm

Pn=	166512.33	kg
	166.51	T

Diagrama de interacción modificada

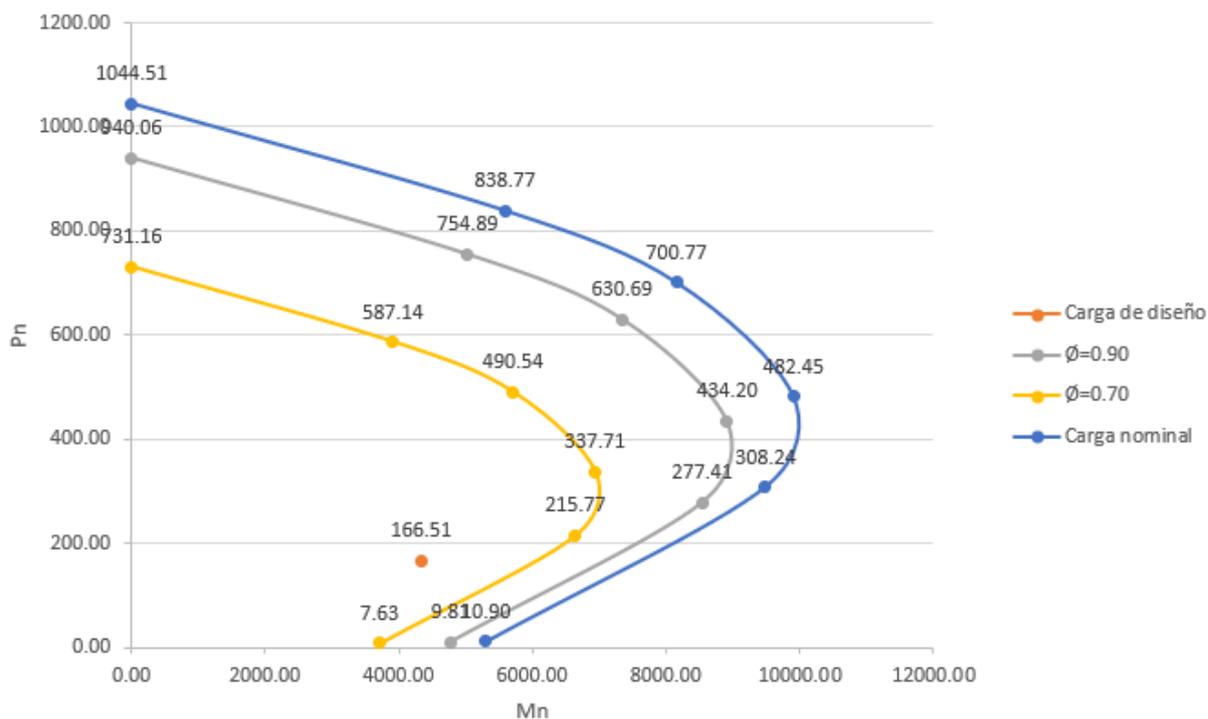
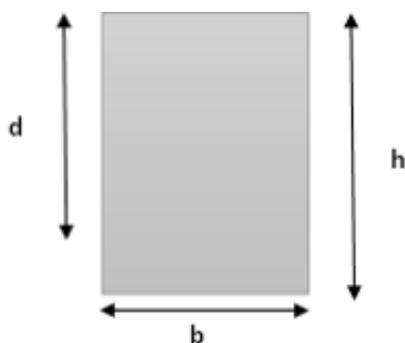
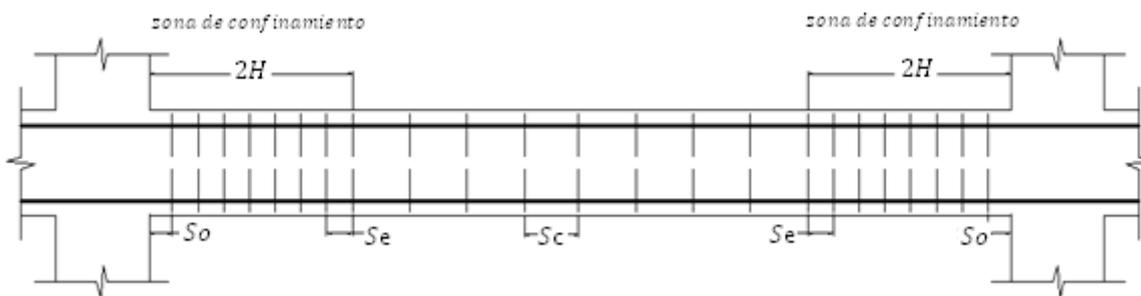


Ilustración 97. Diagrama de interacción columna más cargada

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.2.12 Verificación por corte en vigas y columnas

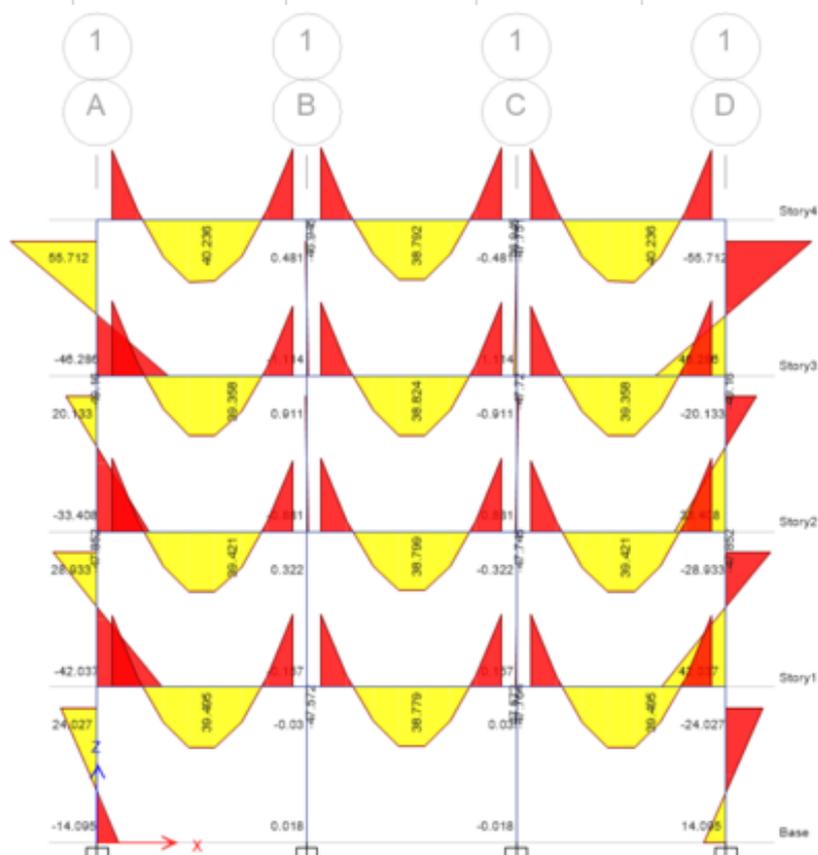
- Vigas**



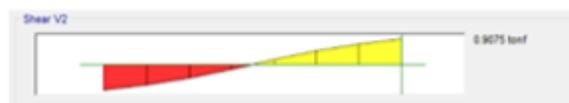
$f'_c =$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	55	cm	h=	55	cm
b=	30	cm	b=	30	cm
d=	52	cm	d=	52	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m
2H=	110.00	cm	2H=	110.00	cm

### Eje 1 (A,B,C,D)



### Story 1



Vu1=	0.9022	ton
Vu2=	0.9075	ton
Vu3=	0.0000	ton

### Espaciamientos (Confinamiento)

S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

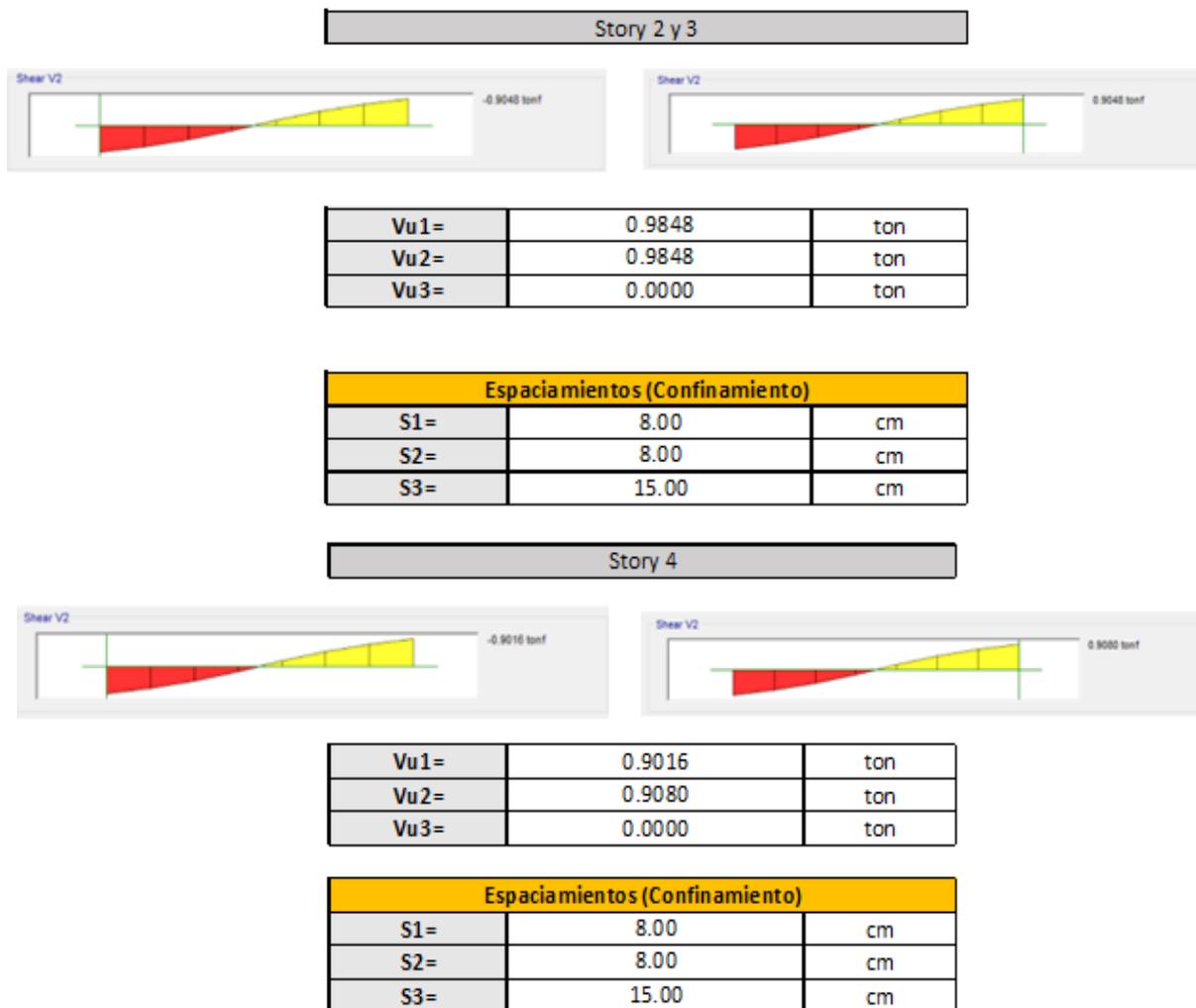
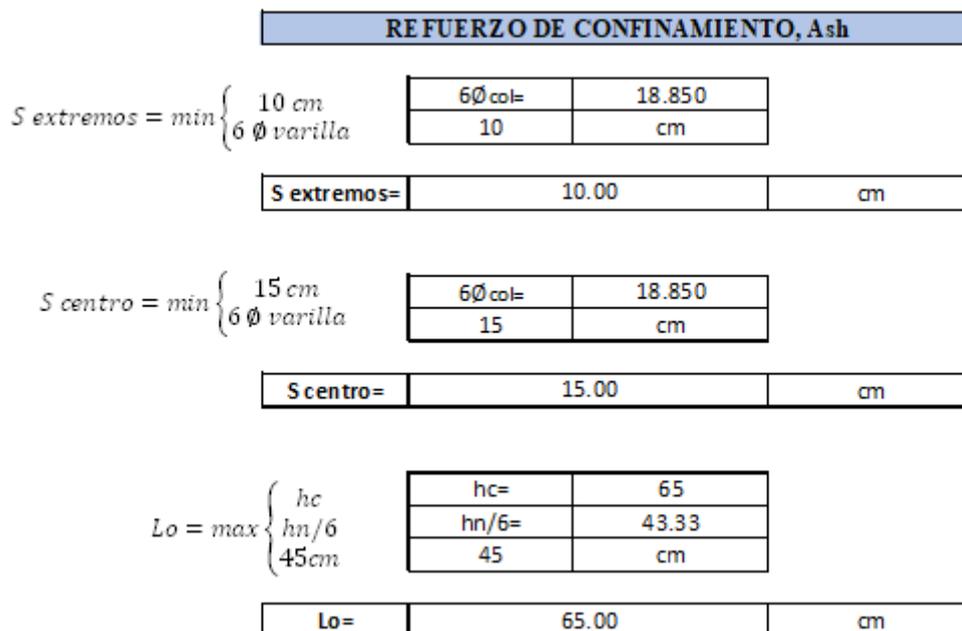


Ilustración 98. Verificación manual por corte de vigas

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**



$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

h''=	60	cm
Ag=	4225	cm <sup>2</sup>
Ach=	3600	cm <sup>2</sup>

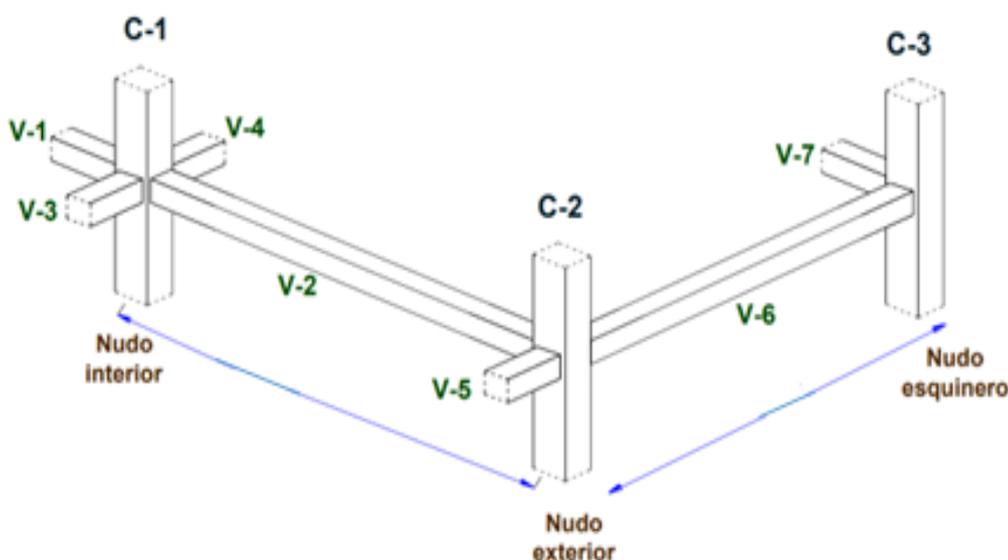
Ash=	4.63	cm <sup>2</sup>
------	------	-----------------

Ilustración 99. Verificación manual por corte en columnas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.13 Diseño de nudos

**ESQUEMA GENERAL**



**MOMENTOS COLUMNAS**

Punto	Mn	Pn
	(T*m)	(T)
1	0.00	1044.51
2	55.88	838.77
3	81.54	700.77
4	99.04	482.45
5	94.88	308.24
6	53.01	10.90

• **Criterio columna fuerte-viga débil**

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	15.64	T*m
	Mv2=	10.94	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	15.39	T*m
	Mv2=	10.77	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	15.39	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 100. Diseño manual de nudos

Fuente. Excel de autoría propia

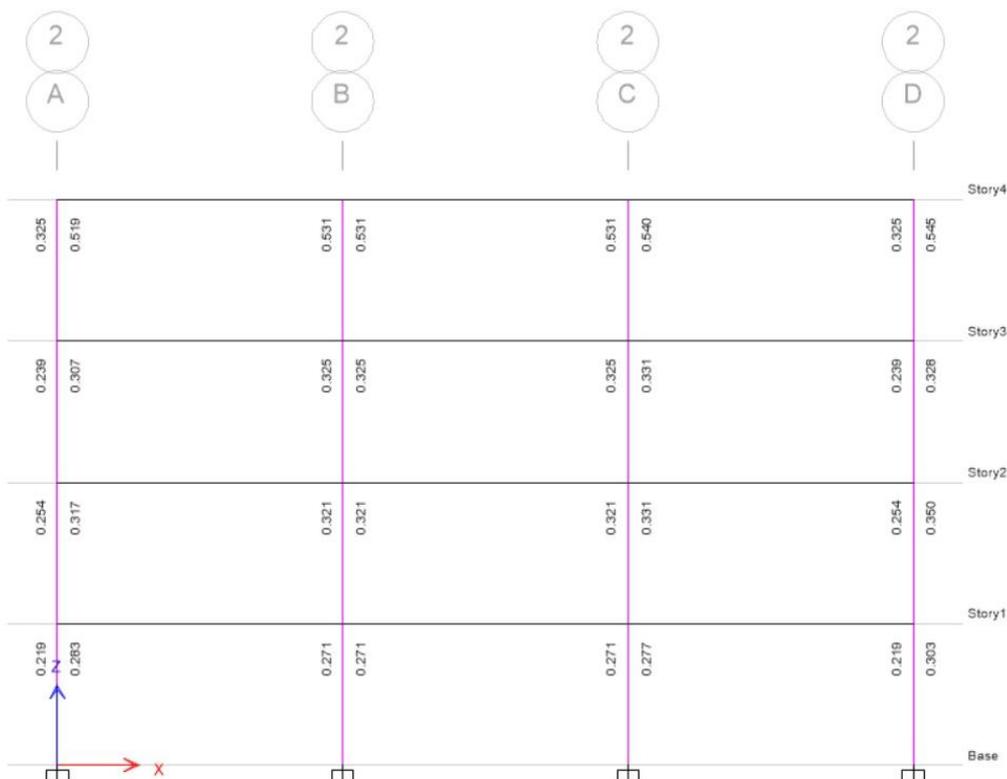


Ilustración 101. Verificación de nudos eje crítico

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3 Estructuración del arquetipo 3

**General Data**

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

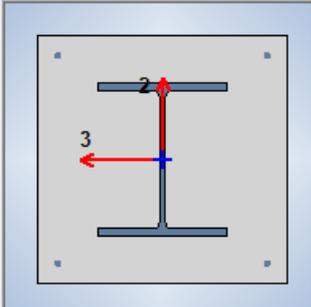
**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m



**Embedded I-Section**

Embedded I-Section:

**Encasement**

Encasement Material:

Currently Default

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars:  cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis):  cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 102. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

**General Data**

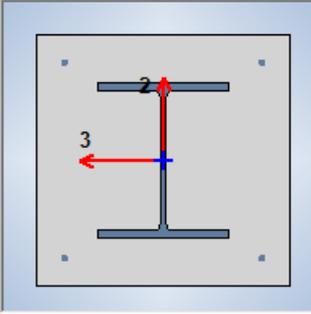
Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:



**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m

**Property Modifiers**

Currently Default

**Reinforcement**

**Embedded I-Section**

Embedded I-Section:

**Encasement**

Encasement Material:

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars:  cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis):  cm

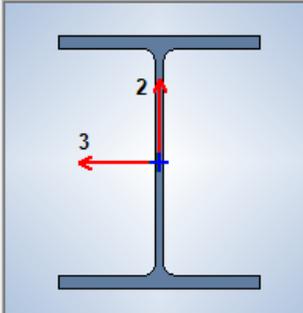
Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 103. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

General Data	
Property Name	W12X58
Material	Acero A36
Display Color	<span style="background-color: magenta; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source: AISC14	Convert To User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	30.988 cm
Top Flange Width	25.4 cm
Top Flange Thickness	1.626 cm
Web Thickness	0.914 cm
Bottom Flange Width	25.4 cm
Bottom Flange Thickness	1.626 cm
Fillet Radius	1.524 cm
Show Section Properties...	

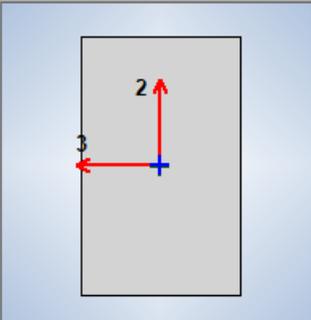


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers... Currently Default	
OK	
Cancel	

Ilustración 104. Parámetros de perfil laminado en caliente W12\*58

Fuente. Etabs 2021

General Data	
Property Name	V40x25
Material	Hormigon 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	<span style="background-color: red; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source: User Defined	
Section Dimensions	
Depth	0.4 m
Width	0.25 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers... Currently User Specified	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

Ilustración 105. Diseño de vigas luces 4 metros

Fuente. Etabs 20212

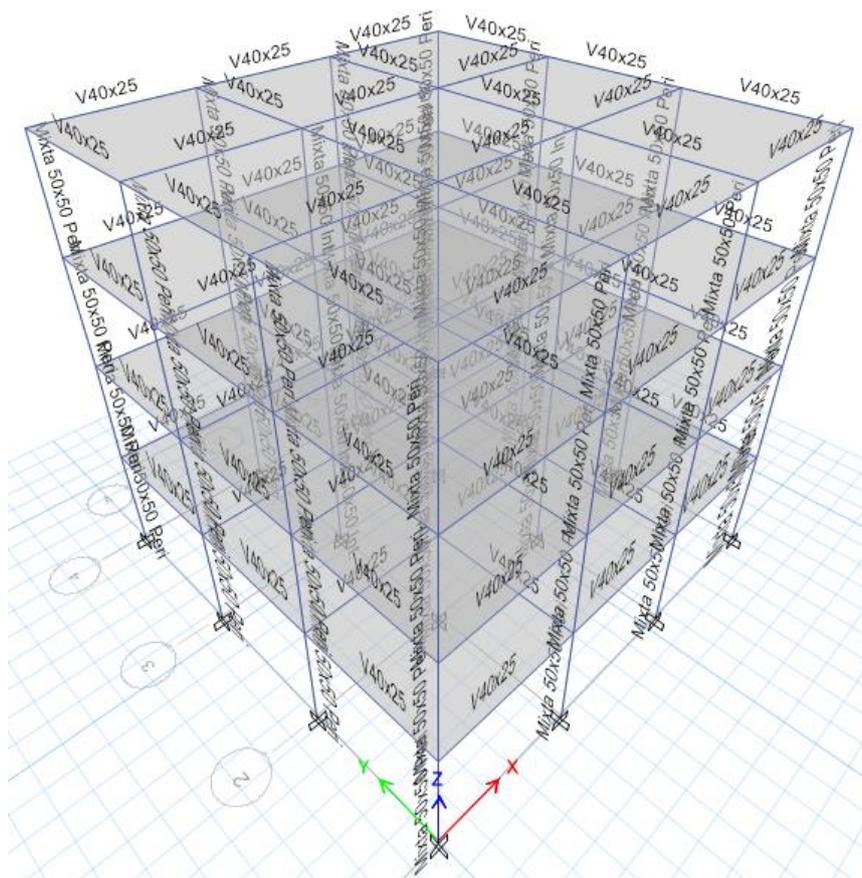


Ilustración 106. Modelo 3d con luces de 4 metros elementos sujetos a flexo compresión compuestos

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m <sup>2</sup>	Unit Weight kgf/m <sup>2</sup>	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story3	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story2	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story1	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Sum	Column	Acero A36	126863.25	576	220.25	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	80733.06	576	140.16	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	143935.51	576	249.89		
	Total	All	All	351531.83	576	610.3	160	0

Ilustración 107. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 3		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	86425,05	86425,05
Story3	138282,96	138282,96
Story2	138282,96	138282,96
Story1	138282,96	138282,96
Base	15857,91	15857,91

W	501273,93	kg
V	99312,89229	kN
	974,2594733	
Tn (Periodo natural)	0,6351	seg
T	0,515	seg
T (análisis)	0,5148	seg
Sa	0,198121	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	m*h^k	Cv	F	
4	12	86425,05	1056327,743	0,295043269	287,4486996	
3	9	138282,96	1264926,739	0,353307127	344,2128152	
2	6	138282,96	840760,6303	0,234833144	228,7884148	
1	3	138282,96	418231,7703	0,116816461	113,8095437	
			3580246,883	1	974,2594733	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-975,2983	0
SY	LinStatic		0	-975,2983
Espectro X	LinRespSpec	Max	768,4958	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	768,4958

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	780,2386	780,2386	
F.Correccion	1,01528029	1,01528029	Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-975,2983	0
SY	LinStatic		0	-975,2983
Espectro X	LinRespSpec	Max	780,2387	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	780,2387

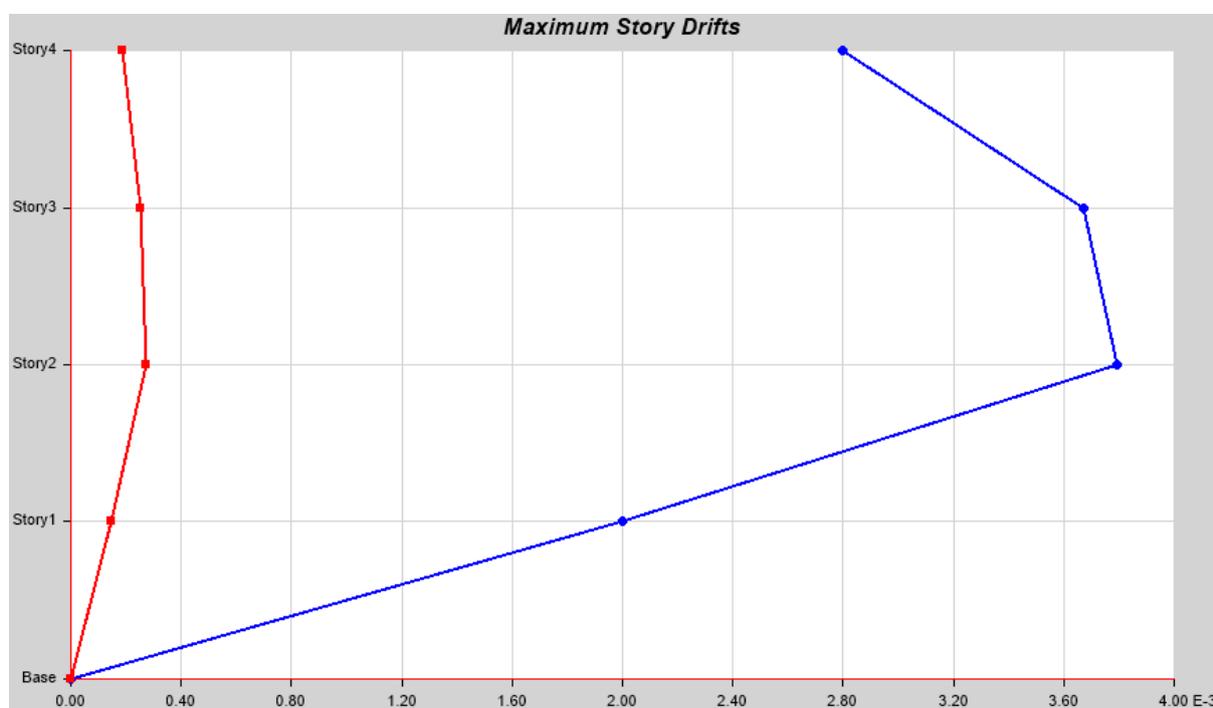
	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	780,2386	780,2386	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 108. Corrección manual del cortante

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.3 Derivas elásticas

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp3
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None

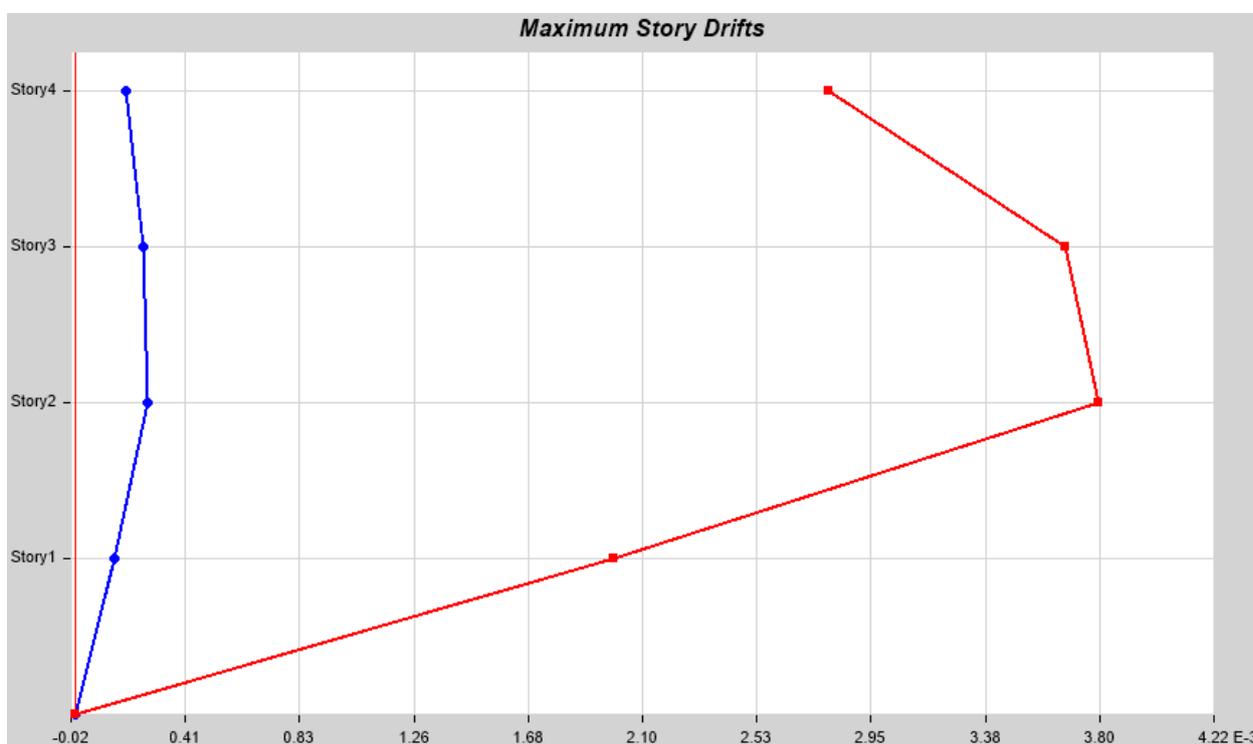


Max: (0.003795, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 109. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp3
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None



Max: (0.003795, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 110. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.003795 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.017077 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.003795 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.0170775 < 0.02$$

CORRECTO

### 3.2.10.3.5 Máximos desplazamientos

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.036793	0.034219	1.075
	Story3	SX	LinStatic	X	0.028406	0.02639	1.076
	Story2	SX	LinStatic	X	0.017384	0.016128	1.078
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006	0.005557	1.08
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.036793	0.034219	1.075
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.028406	0.02639	1.076
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.017384	0.016128	1.078
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006	0.005557	1.08

Ilustración 111. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	501273.92	99452.75
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	501273.92	99452.75

Ilustración 112. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.635	1.19E-05	0.7717	0	0.00001191	0.7717	0	0.2864	4.421E-06	0	0.2864	4.421E-06	0
Modal	2	0.635	0.7717	1.19E-05	0	0.7717	0.7717	0	4.421E-06	0.2864	0	0.2864	0.2864	0
Modal	3	0.527	0	0	0	0.7717	0.7717	0	0	0	0.7814	0.2864	0.2864	0.7814
Modal	4	0.17	0	0.1469	0	0.7717	0.9185	0	0.5041	0	0	0.7905	0.2864	0.7814
Modal	5	0.17	0.1469	0	0	0.9185	0.9185	0	0	0.5041	0	0.7905	0.7905	0.7814
Modal	6	0.146	0	0	0	0.9185	0.9185	0	0	0	0.1396	0.7905	0.7905	0.9209
Modal	7	0.078	0.0001	0.0604	0	0.9186	0.979	0	0.1424	0.0001	0	0.9329	0.7907	0.9209
Modal	8	0.078	0.0604	0.0001	0	0.979	0.979	0	0.0001	0.1424	0	0.933	0.933	0.9209
Modal	9	0.069	0	0	0	0.979	0.979	0	0	0	0.0586	0.933	0.933	0.9795
Modal	10	0.049	0.0004	0.0206	0	0.9794	0.9996	0	0.0657	0.0013	0	0.9987	0.9343	0.9795
Modal	11	0.049	0.0206	0.0004	0	1	1	0	0.0013	0.0657	0	1	1	0.9795
Modal	12	0.044	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0205	1	1	1

Ilustración 113. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
Story1	D1	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story2	D2	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story3	D3	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story4	D4	8812.9	8812.9	6	6	8812.9	8812.9	6	6	6	6

Ilustración 114. Centro de masa de la estructura

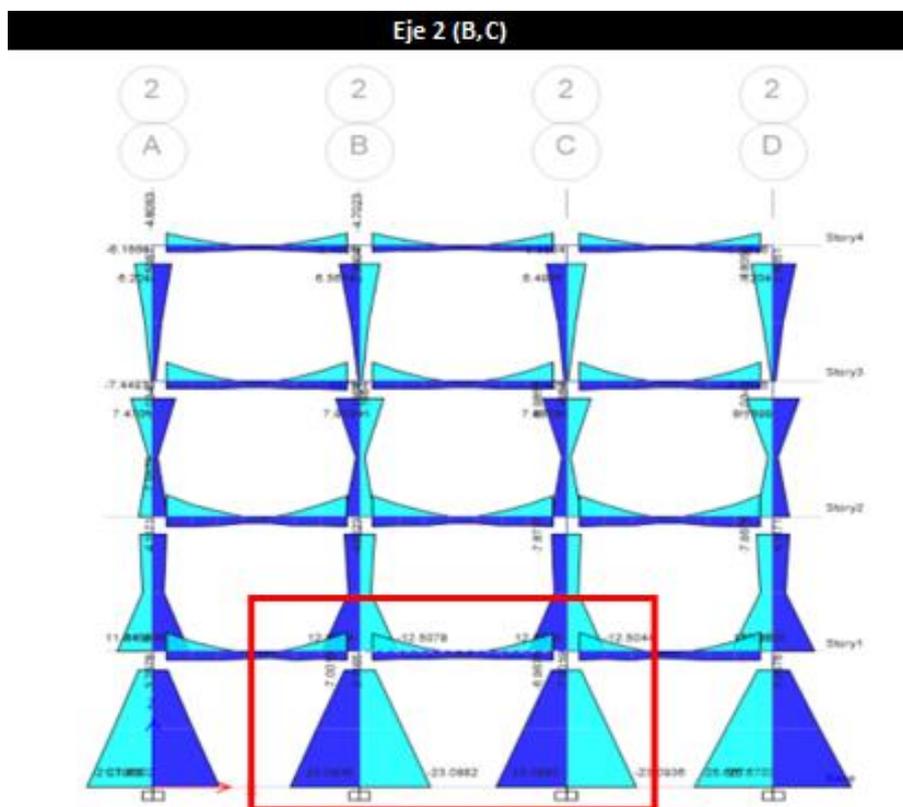
Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.3.9 Verificación de armado en vigas

<b>f'c=</b>	240	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
<b>h=</b>	40	cm	<b>h=</b>	40	cm
<b>b=</b>	25	cm	<b>b=</b>	25	cm
<b>d=</b>	37	cm	<b>d=</b>	37	cm

<b>D1=</b>	4.00	m	<b>D1=</b>	4.00	m
<b>D2=</b>	4.00	m	<b>D2=</b>	4.00	m
<b>D3=</b>	4.00	m	<b>D3=</b>	4.00	m



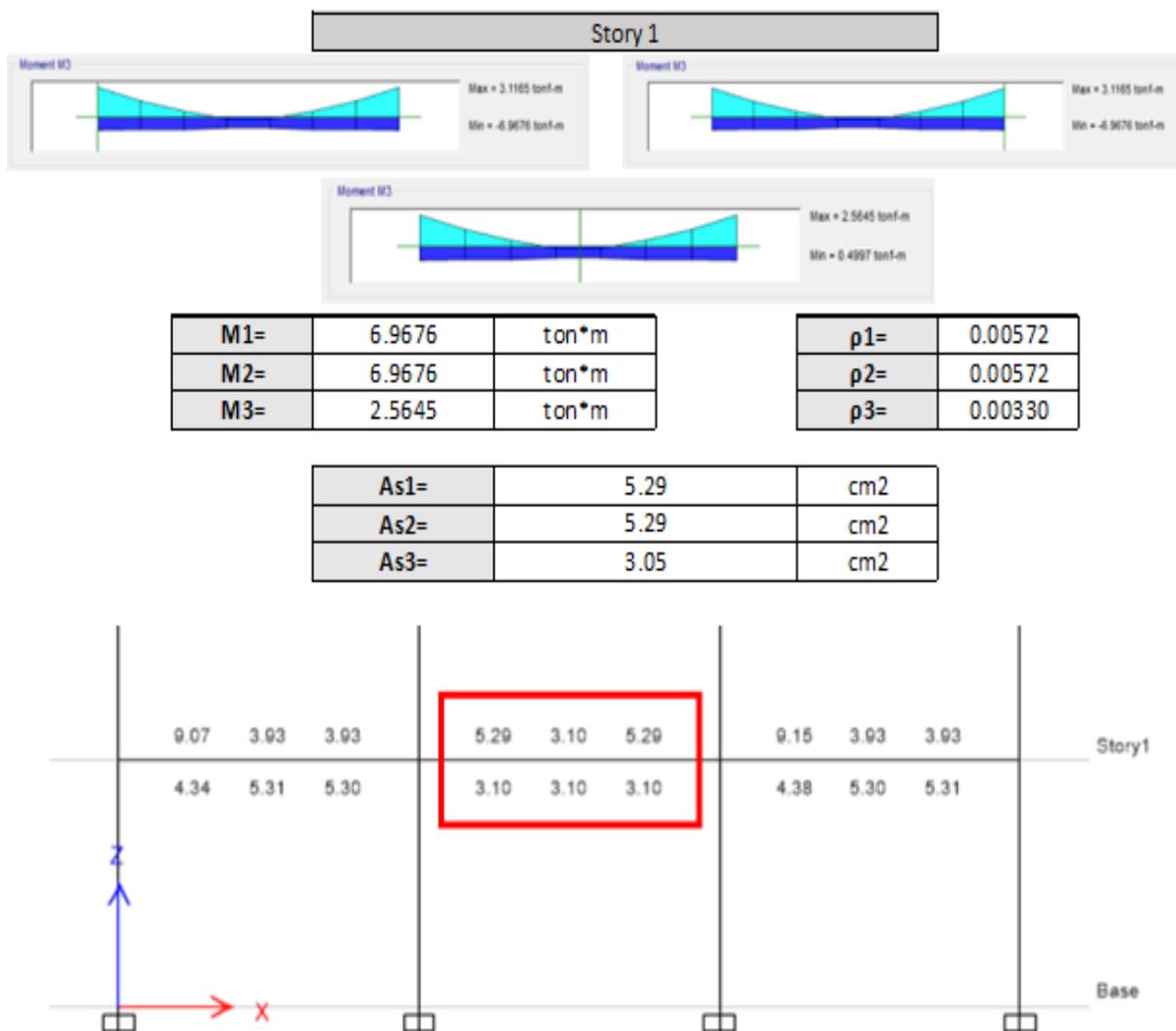


Ilustración 115. Verificación manual de armado en vigas modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.3.10 Verificación de armado en columnas

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

La cuantía mínima del refuerzo,  $\rho_{sr}$ , debe ser 0,004

Ag=	109.68	cm2
Asr=	4.52	cm2

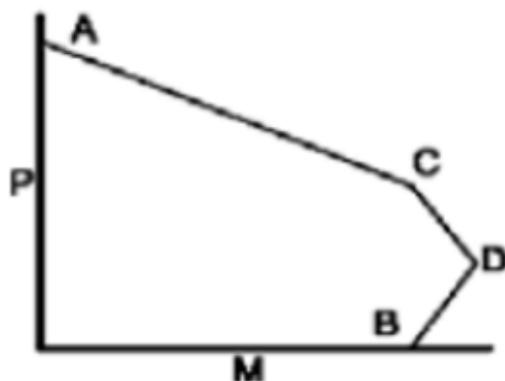
ρsr=	0.0412108
------	-----------

Ilustración 116. Verificación manual longitudinal de armado en columnas

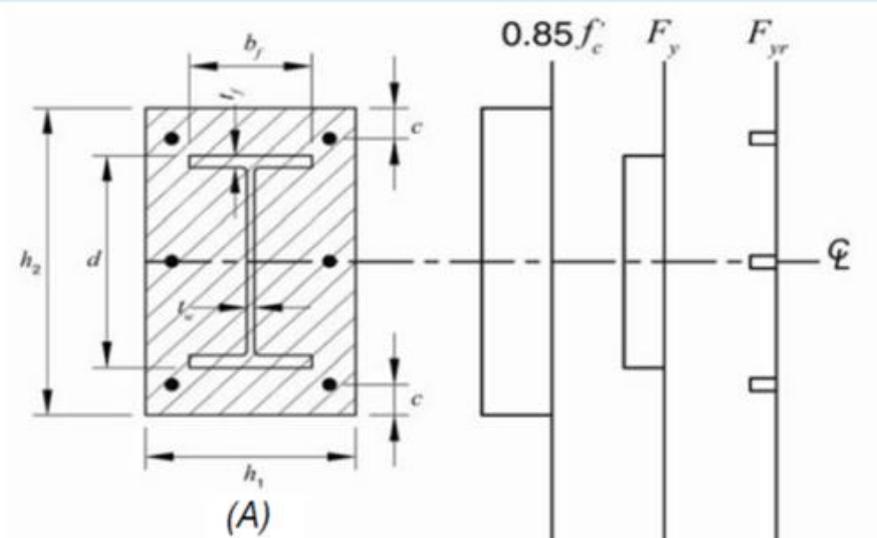
Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.3.11 Diagrama de interacción

Columna compuesta modelo 3



PUNTO A



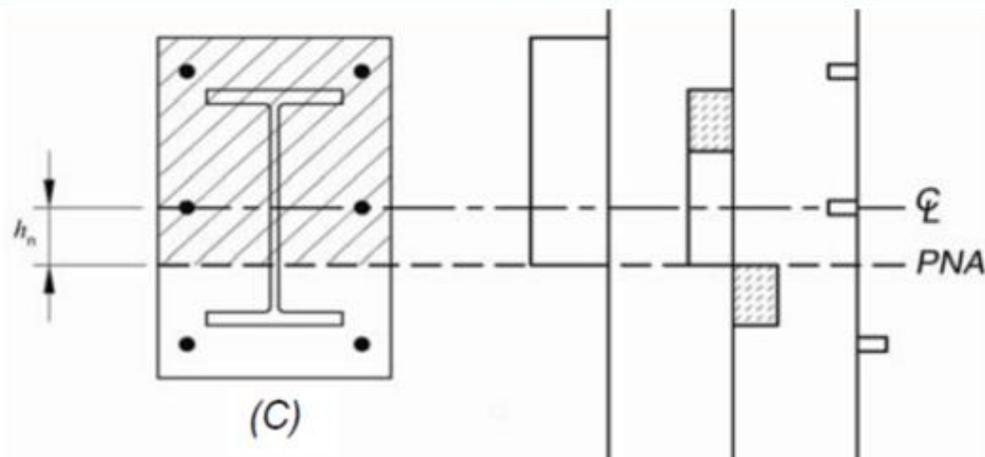
N° varillas	Diámetro (mm)
4	12

Área del perfil	As=	109.68	cm2
Área varillas de refuerzo	Asr=	4.52	cm2
Lado corto	h1=	50	cm
Lado largo	h2=	50	cm
Esfuerzo de fluencia A36	Fy=	2531	kg/cm2
Esfuerzo de fluencia acero	Fyr=	4200	kg/cm2
Resistencia hormigón	fc=	240.00	kg/cm2

Ac=	2385.796107	cm2
-----	-------------	-----

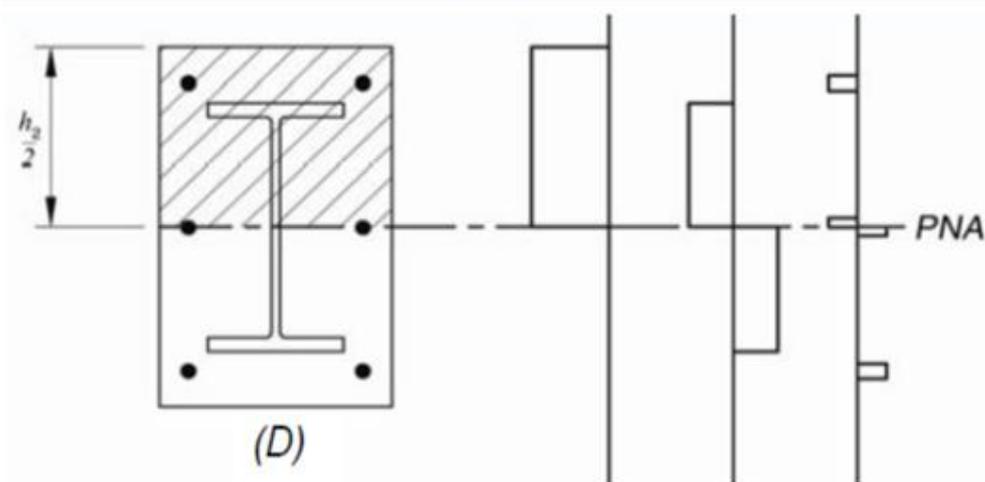
Pa=	783302.8381	kg
Ma=	0	kg*cm

## PUNTO C



<b>Pc=</b>	486702.4057	kg
<b>Mc=</b>	5063683.874	kg*cm

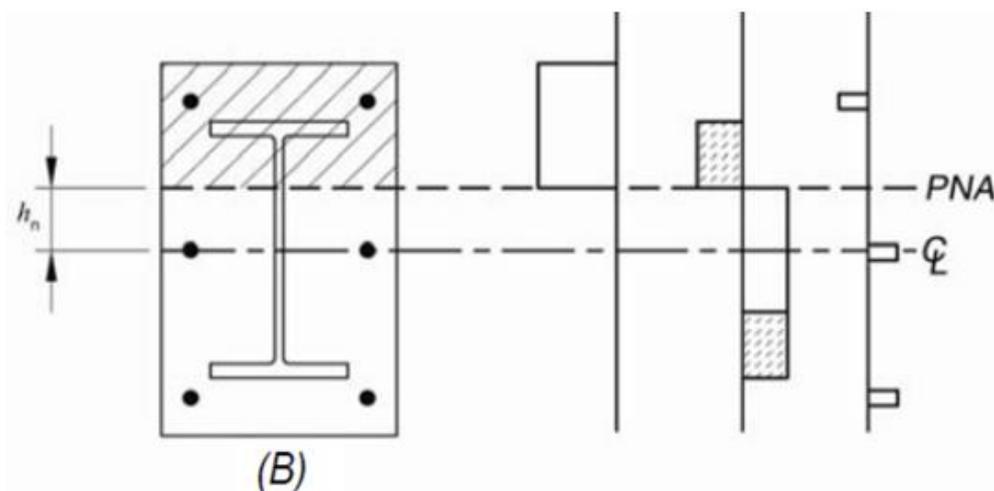
## PUNTO D



<b>Módulo resistente plástico eje x (Wply)</b>	<b>Zs=</b>	1415.84	cm <sup>3</sup>
<b>Recubrimiento</b>	<b>c=</b>	2.5	cm
<b>Área varillas centrales</b>	<b>Asrs=</b>	0	cm

<b>Pd=</b>	243351.2029	kg
<b>Zr=</b>	101.787602	
<b>Zc=</b>	29732.3724	
<b>Md=</b>	7043700.953	kg*cm

## PUNTO B



Ancho alas del perfil	bf=	25.4	cm
Espesor alas del perfil	tf=	1.63	cm
Espesor alma del perfil	tw=	0.91	cm
Altura perfil	d=	30.99	cm

## CASO 1

hn=	16.64420112
Zsn=	252.0967822

No cumple

## CASO 2

hn=	14.13931335
Zsn=	395.3989915

Cumple

## CASO 3

hn=	-2.260933052
Zsn=	1415.84

No cumple

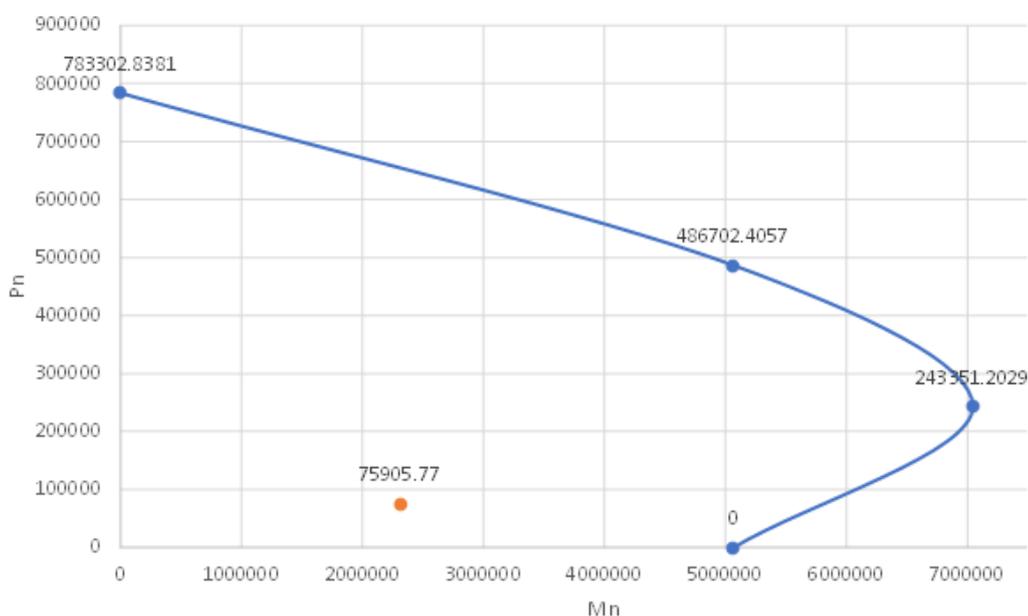
Pb=	0	kg
Zcn=	9600.610116	
Mb=	5063683.874	kg*cm

Puntos	Mn	Pn
A	0	783302.838
C	5063683.87	486702.406
D	7043700.95	243351.203
B	5063683.87	0

Mn=	2309363.56	kg*cm
	2309.36	T*cm

Pn=	75905.77	kg
	75.91	T

Diagrama de interacción



**Curva de interacción modificada**

Punto	Cargas nominales		Cargas últimas ϕ=0.90		Cargas últimas ϕ=0.70	
	Mn	Pn	Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)
1	0.00	783302.84	0.00	704972.55	0.00	548311.99
2	5063683.87	486702.41	4557315.49	438032.17	3544578.71	340691.68
3	7043700.95	243351.20	6339330.86	219016.08	4930590.67	170345.84
4	5063683.87	0.00	4557315.49	0.00	3544578.71	0.00

Mn=	2309363.56	kg*cm
	2309.36	T*cm

Pn=	75905.77	kg
	75.91	T

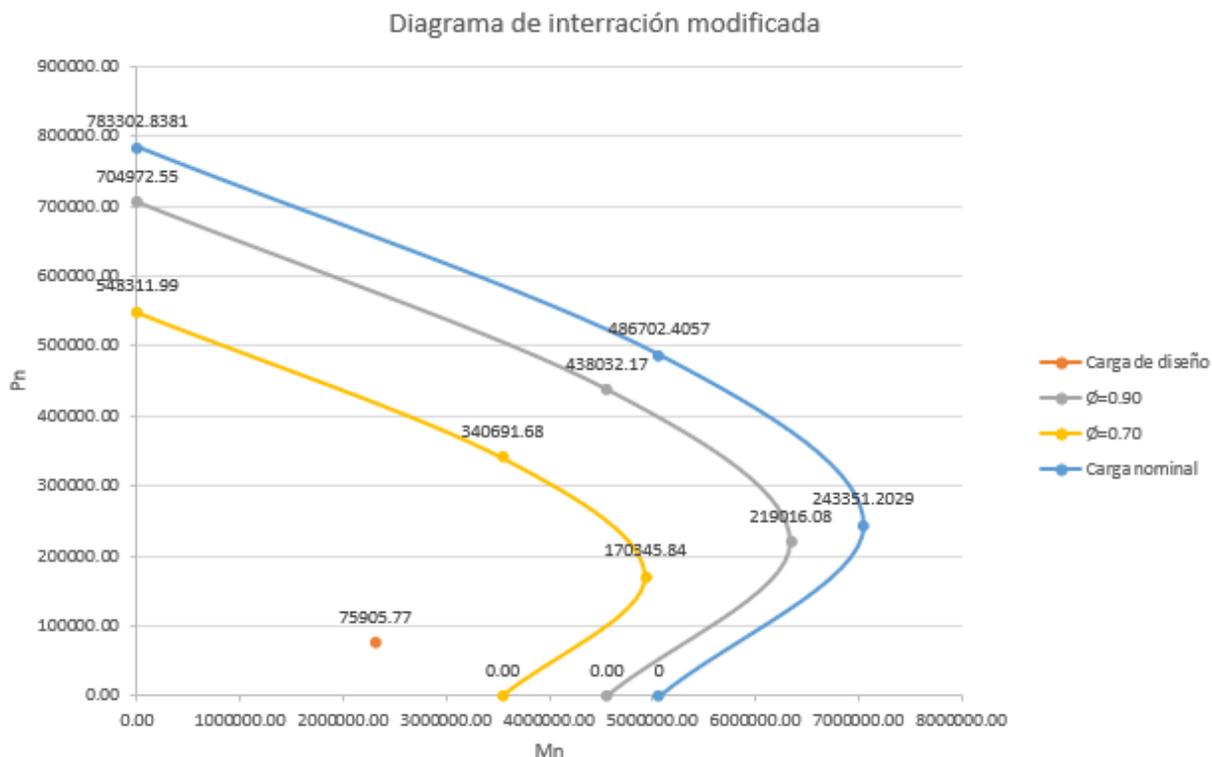
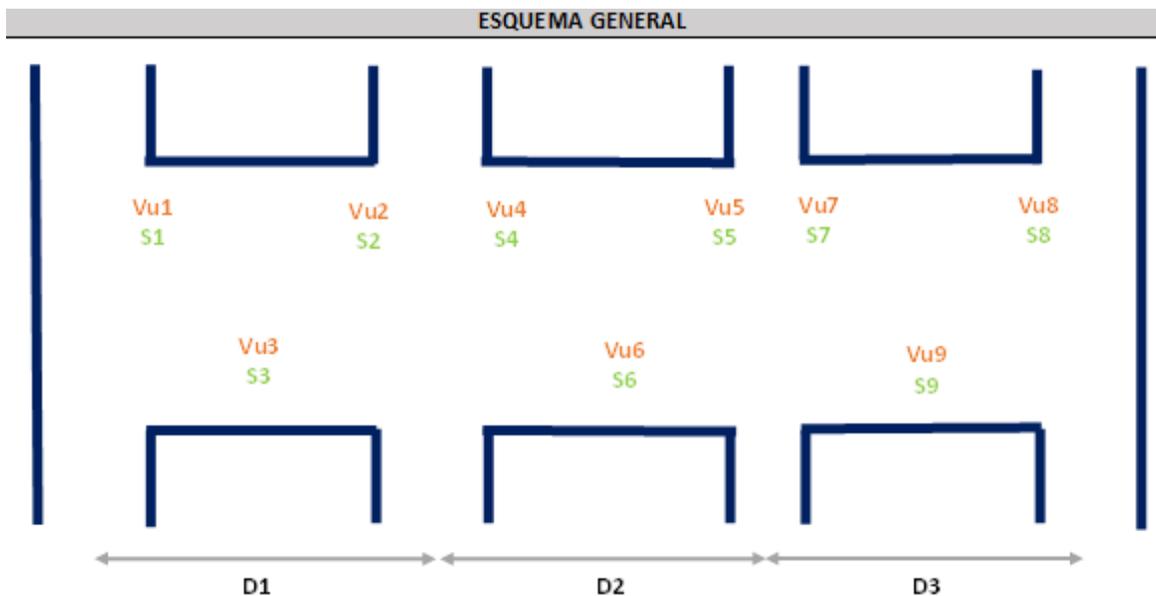


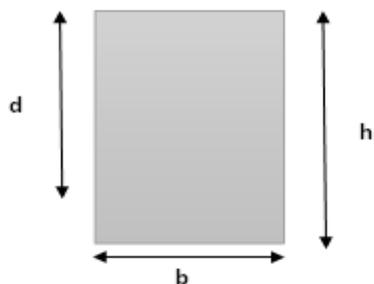
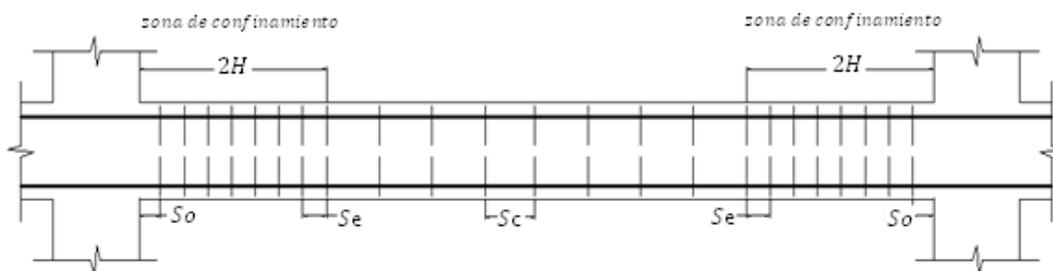
Ilustración 117. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.3.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas





$f'c=$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	40	cm	h=	40	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	37	cm	d=	37	cm
D1=	4.00	m	D1=	4.00	m
D2=	4.00	m	D2=	4.00	m
D3=	4.00	m	D3=	4.00	m
2H=	80.00	cm	2H=	80.00	cm

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

**Nota:** Todos los calculos de los espaciamientos se los realizo por confinamiento debido a que no existen cargas excesivamente grandes para que los espaciamientos nos den menores en corte.

Ilustración 118. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**

un mínimo de una barra (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas

Densidad de acero						
$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$						
s=	10	cm	48dst=	37.92	0.5b=	25
			16dsr=	18.08	0.5d=	25

Ilustración 119. Verificación manual por corte en columnas compuestas

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.3.13 Diseño de nudos

- *Criterio columna fuerte-viga débil*

MOMENTOS COLUMNAS			
Punto	Mn		Pn
	(T*m)		(T)
1	0.00		783.30
2	50.64		486.70
3	70.44		243.35
4	50.64		0.00

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	6.28	T*m
	Mv2=	8.23	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	8.12	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 120. Verificación manual del criterio columna fuerte-viga débil modelo 4 columnas compuestas

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.4 Estructuración del arquetipo 4

**General Data**

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

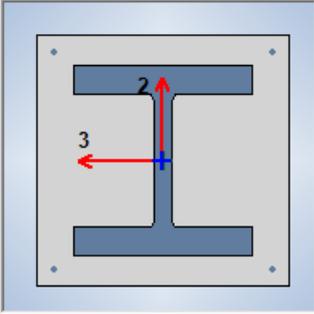
**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m



**Embedded I-Section**

Embedded I-Section:

**Encasement**

Encasement Material:

Currently Default

**Reinforcement**

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Rebar Material**

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars:  cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area:   cm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis):  cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 121. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

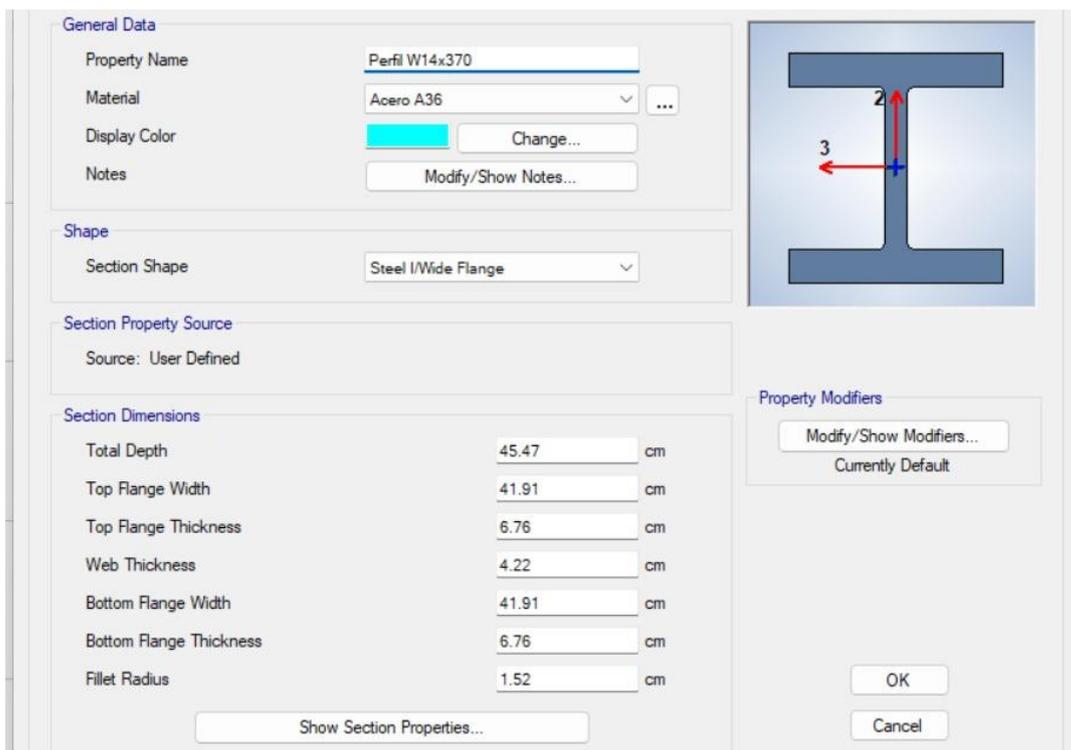
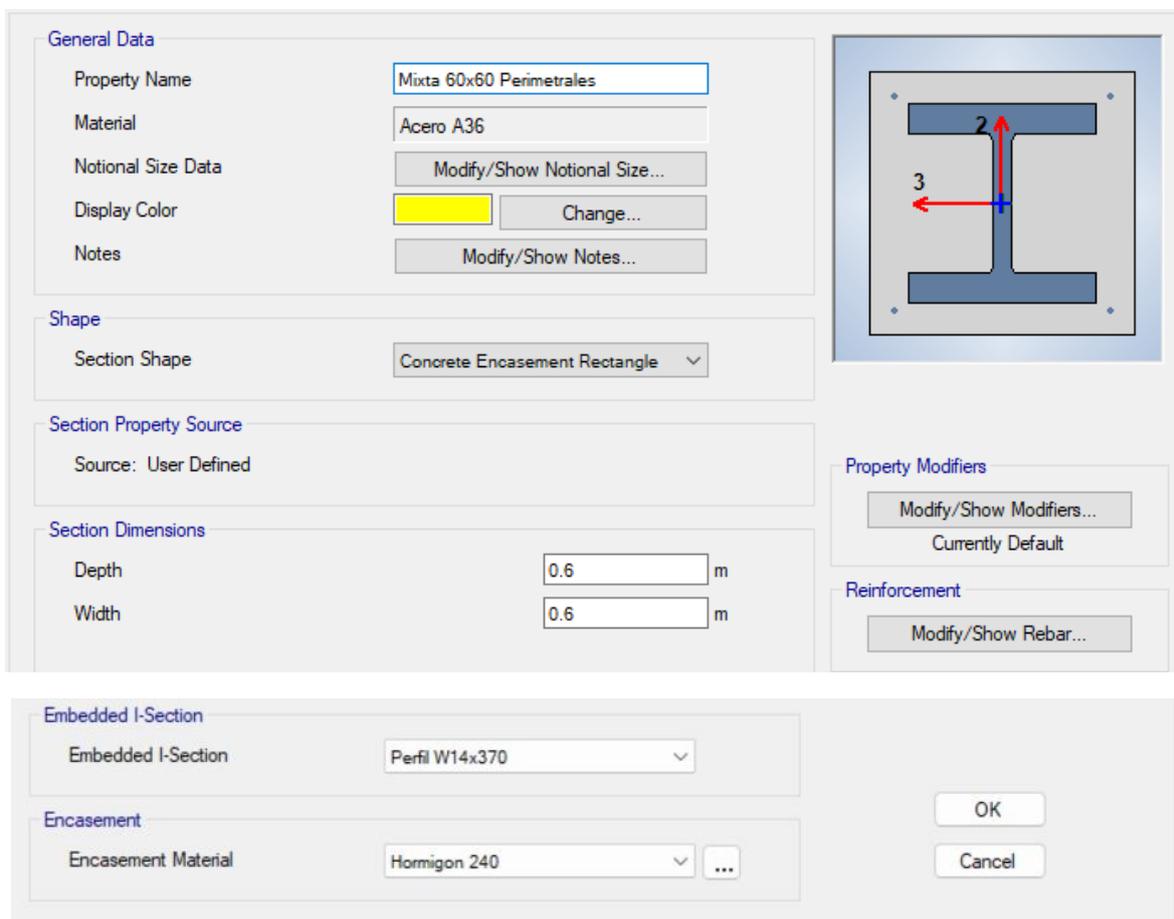


Ilustración 122. Parámetros de perfil laminado para creación de secciones de perfil laminado en caliente W14x370

Fuente. Etabs 2021



<b>Design Type</b> <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		<b>Rebar Material</b> Longitudinal Bars: Acero de refuerzo Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo	
<b>Reinforcement Configuration</b> <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		<b>Confinement Bars</b> <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
<b>Check/Design</b> <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
<b>Longitudinal Bars</b> Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 2 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 2 Longitudinal Bar Size and Area: 12, 1.13 cm <sup>2</sup> Corner Bar Size and Area: 12, 1.13 cm <sup>2</sup>			
<b>Confinement Bars</b> Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm <sup>2</sup> Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm Number of Confinement Bars in 3-dir: 2 Number of Confinement Bars in 2-dir: 2			

Ilustración 123. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

**E Frame Section Property Data** ✕

<b>General Data</b> Property Name: V50x25 Material: Hormigon 240 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size... Display Color: <span style="background-color: red; color: red;"> </span> Change... Notes: Modify/Show Notes...		
<b>Shape</b> Section Shape: Concrete Rectangular		
<b>Section Property Source</b> Source: User Defined		
<b>Section Dimensions</b> Depth: 0.5 m Width: 0.25 m		
<b>Property Modifiers</b> Modify/Show Modifiers... Currently User Specified		<b>Reinforcement</b> Modify/Show Rebar...

Ilustración 124. Diseño de vigas para luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

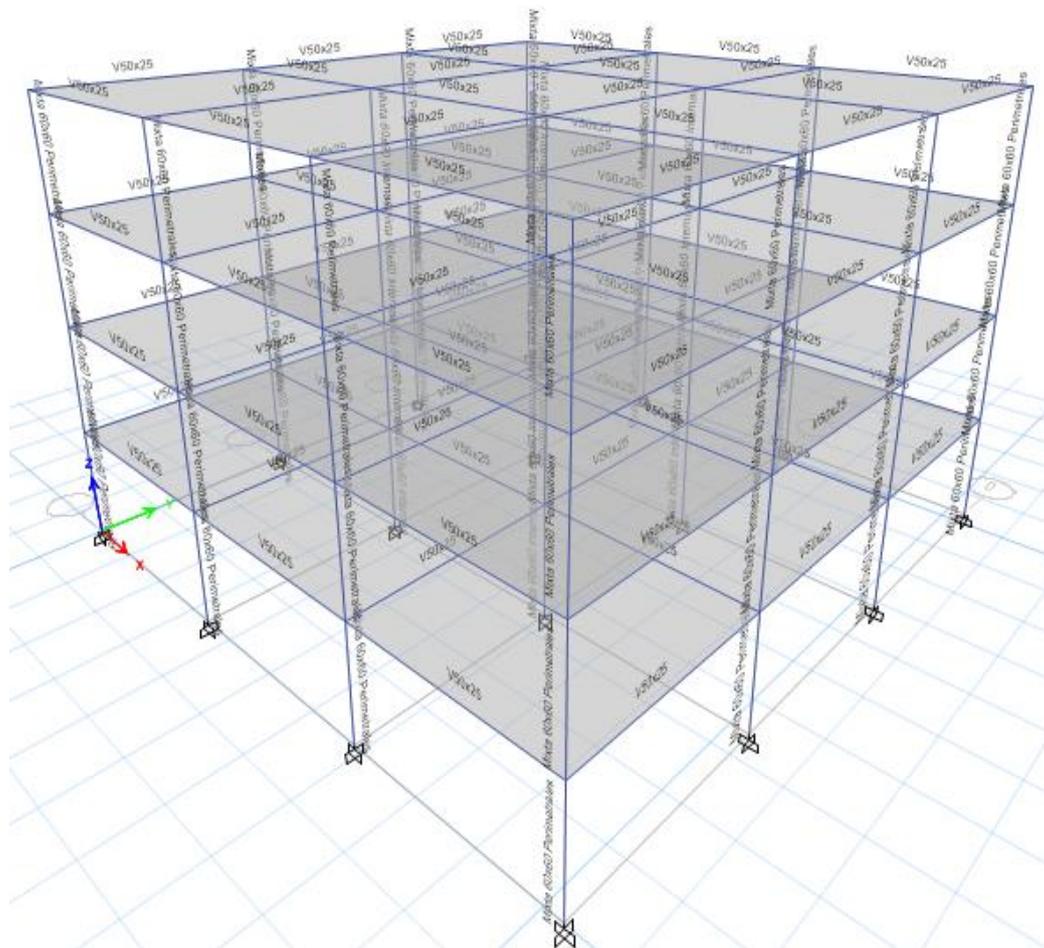


Ilustración 125. Modelo 3d con luces de 6 metros elementos sujetos a flexo compresión compuestos

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.4.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m <sup>2</sup>	Unit Weight kN/m <sup>2</sup>	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story3	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story2	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story1	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Sum	Column	Acero A36	2350.3683	1296	1.8136	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	1526.8903	1296	1.1782	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	3175.9318	1296	2.4506		
	Total	All	All	7053.1904	1296	5.4423	160	0

Ilustración 126. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.4.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 4		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	182247,45	182247,45
Story3	293206,31	293206,31
Story2	293206,31	293206,31
Story1	293206,31	293206,31
Base	29958,86	29958,86

W	1061866,38	kg
V	210353,6061	kN
	2063,568876	
Tn (Periodo natural)	0,638	seg
T	0,515	seg
T (analysis)	0,5148	seg
Sa	0,198098	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	$m \cdot h^k$	Cv	F	
4	12	182247,45	2227514,333	0,293903369	606,4898448	
3	9	293206,31	2682069,444	0,353878417	730,2524867	
2	6	293206,31	1782694,86	0,235212864	485,3779448	
1	3	293206,31	886791,7934	0,117005351	241,4486	
			7579070,43	1	2063,568876	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2066,0091	0
SY	LinStatic		0	-2066,0091
Espectro X	LinRespSpec	Max	1560,93	9,135E-07
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000000598	1560,93

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1652,80728	1652,80728	
F.Correccion	1,05886060	1,05886060	Realizar corrección

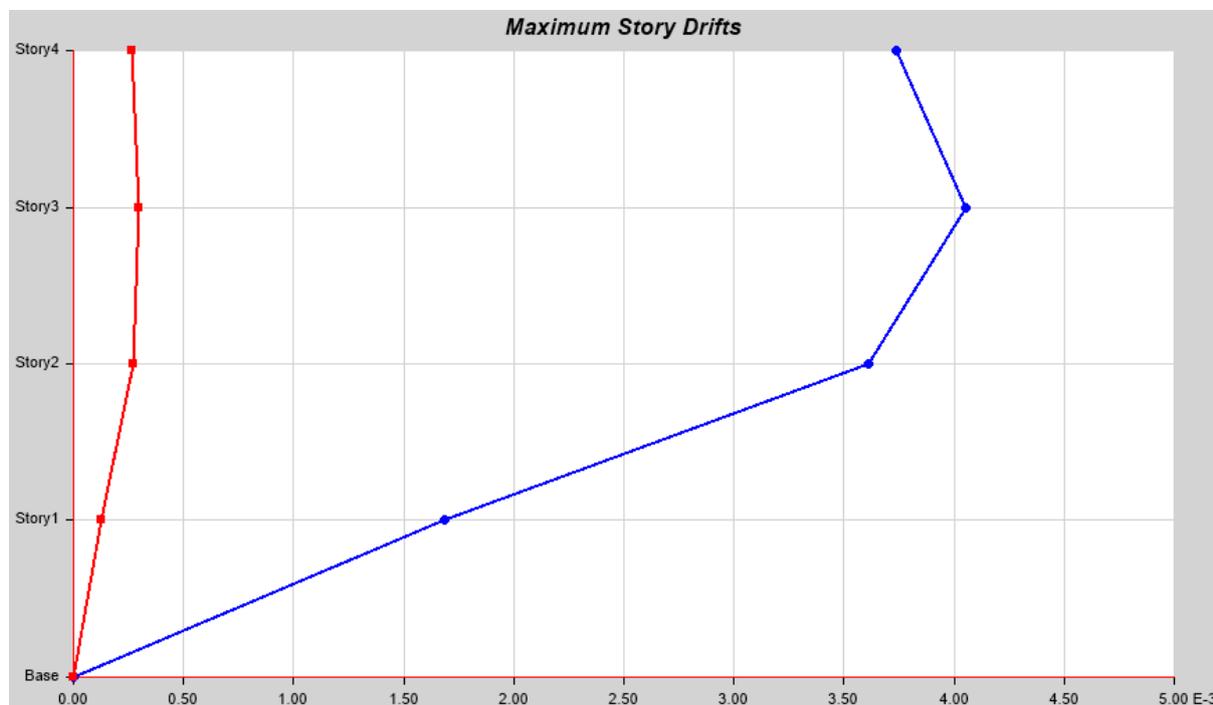
TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2066,0091	0
SY	LinStatic		0	-2066,0091
Espectro X	LinRespSpec	Max	1652,808	0,000001381
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	1652,808

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1652,8073	1652,8073	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 127. Corrección manual del cortante

### 3.2.10.4.3 Derivas elásticas

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp4
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None

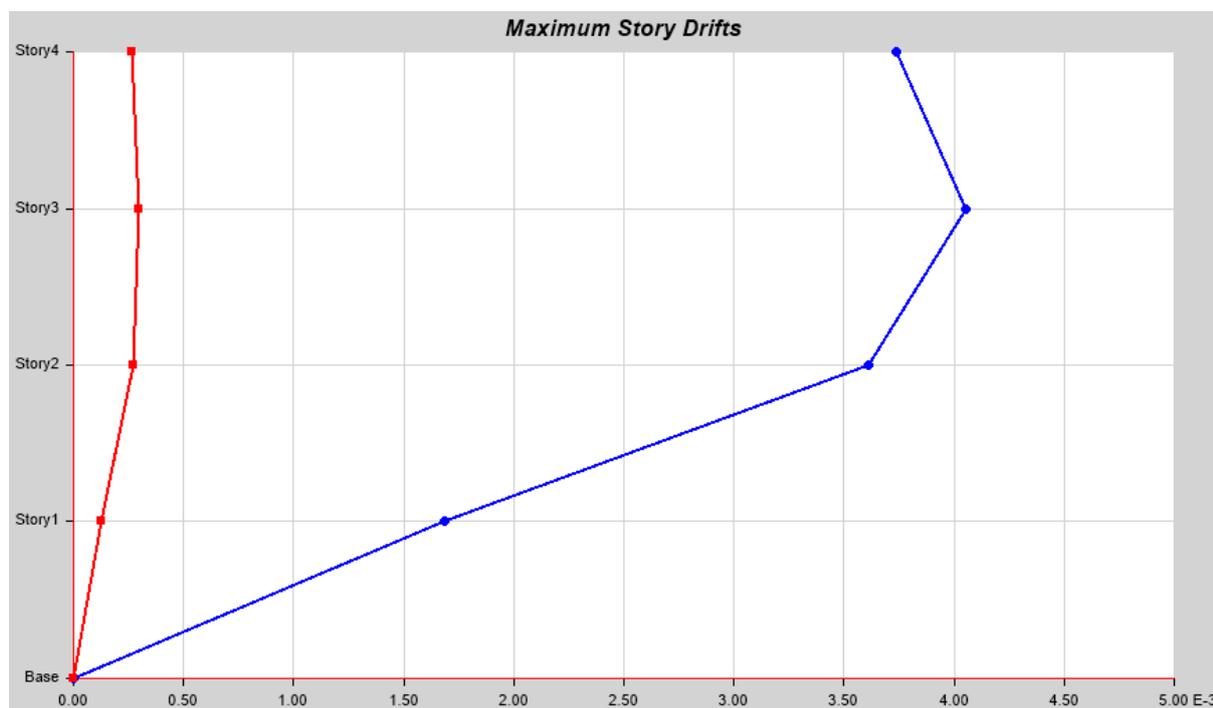


Max: (0.004051, Story3); Min: (0, Base)

Ilustración 128. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

<b>▼ Name</b>	
Name	StoryResp4
<b>▼ Show</b>	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
<b>▼ Display For</b>	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
<b>▼ Display Colors</b>	
Global X	<span style="color: blue;">■</span> Blue
Global Y	<span style="color: red;">■</span> Red
<b>▼ Legend</b>	
Legend Type	None



Max: (0.004051, Story3); Min: (0, Base)

Ilustración 129. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

#### 3.2.10.4.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.004051 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.0180675 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.004051 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.0180675 < 0.02$$

CORRECTO

### 3.2.10.4.5 Máximos desplazamientos

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.039247	0.036374	1.079
	Story3	SX	LinStatic	X	0.028041	0.025967	1.08
	Story2	SX	LinStatic	X	0.015887	0.014697	1.081
	Story1	SX	LinStatic	X	0.005053	0.004669	1.082
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.039247	0.036374	1.079
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.028041	0.025967	1.08
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.015887	0.014697	1.081
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.005053	0.004669	1.082

Ilustración 130. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.4.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	1061866.39	210674.29
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	1061866.39	210674.29

Ilustración 131. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

### 3.2.10.4.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
		sec											
Modal	1	0.638	0	0.7307	0	0	0.7307	0	0.3244	0	0	0.3244	0
Modal	2	0.638	0.7307	0	0	0.7307	0.7307	0	0	0.3244	0	0.3244	0.3244
Modal	3	0.538	0	0	0	0.7307	0.7307	0	0	0	0.7374	0.3244	0.3244
Modal	4	0.147	0.00001496	0.1794	0	0.7307	0.9101	0	0.4371	0.00003644	0	0.7616	0.3245
Modal	5	0.147	0.1794	0.00001496	0	0.9102	0.9102	0	0.00003644	0.4371	0	0.7616	0.7616
Modal	6	0.129	0	0	0	0.9102	0.9102	0	0	0	0.1738	0.7616	0.7616
Modal	7	0.061	0.0001	0.0671	0	0.9102	0.9773	0	0.1689	0.0002	0	0.9305	0.7618
Modal	8	0.061	0.0671	0.0001	0	0.9774	0.9774	0	0.0002	0.1689	0	0.9307	0.9307
Modal	9	0.055	0	0	0	0.9774	0.9774	0	0	0	0.0664	0.9307	0.9307
Modal	10	0.037	0.0042	0.0185	0	0.9815	0.9958	0	0.0565	0.0127	0	0.9873	0.9435
Modal	11	0.037	0.0185	0.0042	0	1	1	0	0.0127	0.0565	0	1	1
Modal	12	0.033	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0224	1	1

Ilustración 132. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

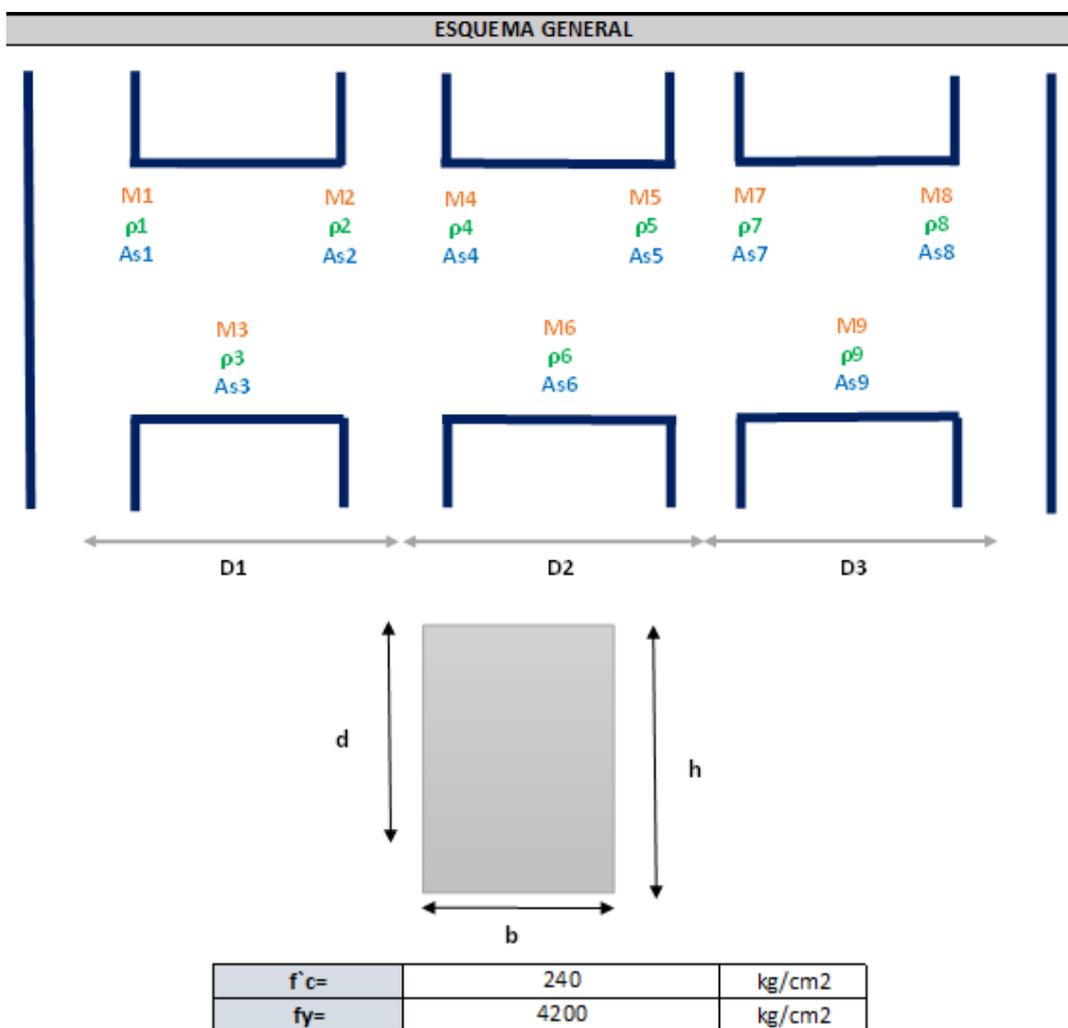
3.2.10.4.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		ton	ton	m	m	ton	ton	m	m	m	m
Story1	D1	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story2	D2	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story3	D3	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story4	D4	182.2475	182.2475	9	9	182.2475	182.2475	9	9	9	9

Ilustración 133. Centro de masa de la estructura

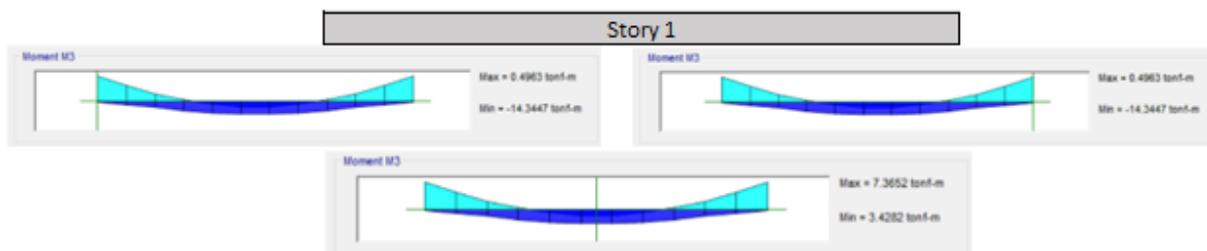
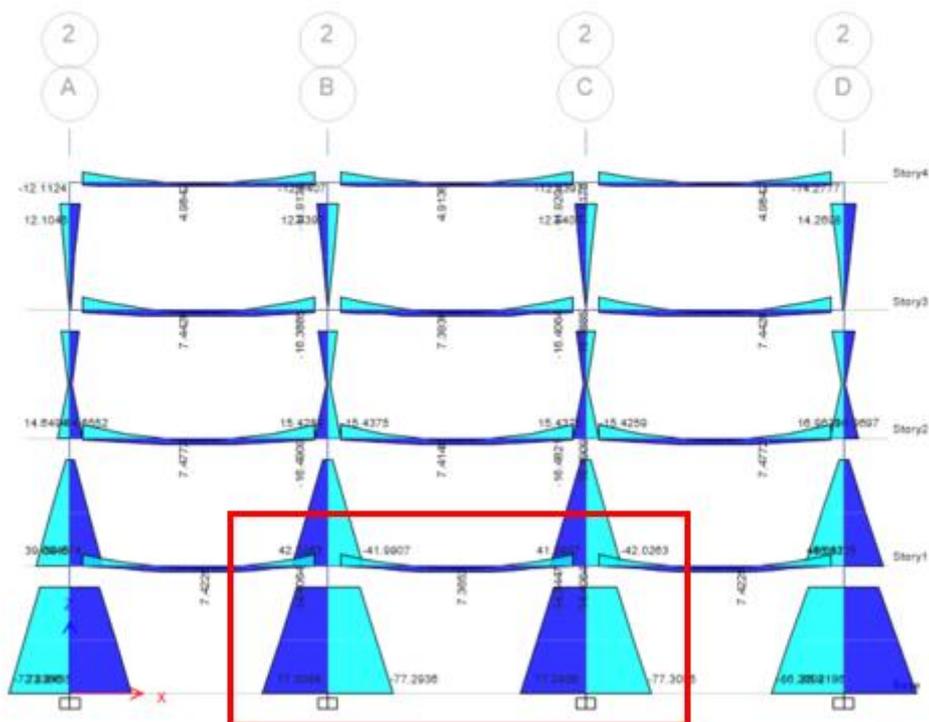
Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.9 Verificación de armado en vigas



Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	50	cm	h=	50	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	47	cm	d=	47	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m

**Eje 2 (B,C)**



M1=	14.3447	ton*m
M2=	14.3447	ton*m
M3=	7.3652	ton*m

$\rho_1$ =	0.00744
$\rho_2$ =	0.00744
$\rho_3$ =	0.00367

As1=	8.74	cm <sup>2</sup>
As2=	8.74	cm <sup>2</sup>
As3=	4.31	cm <sup>2</sup>



Ilustración 134. Verificación manual de armado en vigas de hormigón modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.4.10 Verificación de armado en columnas

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

La cuantía mínima del refuerzo,  $\rho_{sr}$ , debe ser 0,004

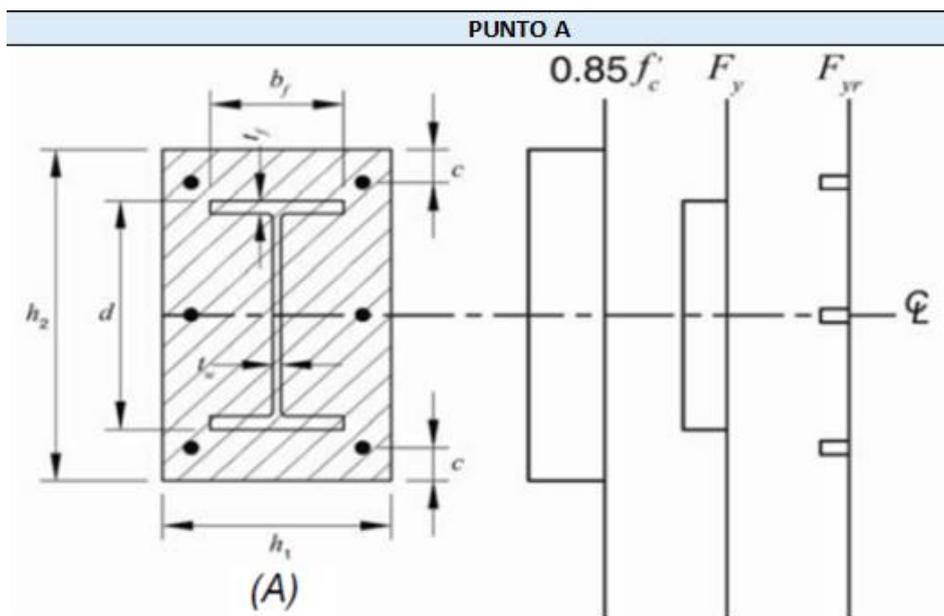
Ag=	703.22	cm2
Asr=	4.54	cm2

$\rho_{sr}$ =	0.00645602
---------------	------------

Ilustración 135. Verificación manual de armado longitudinal modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.4.11 Diagrama de interacción



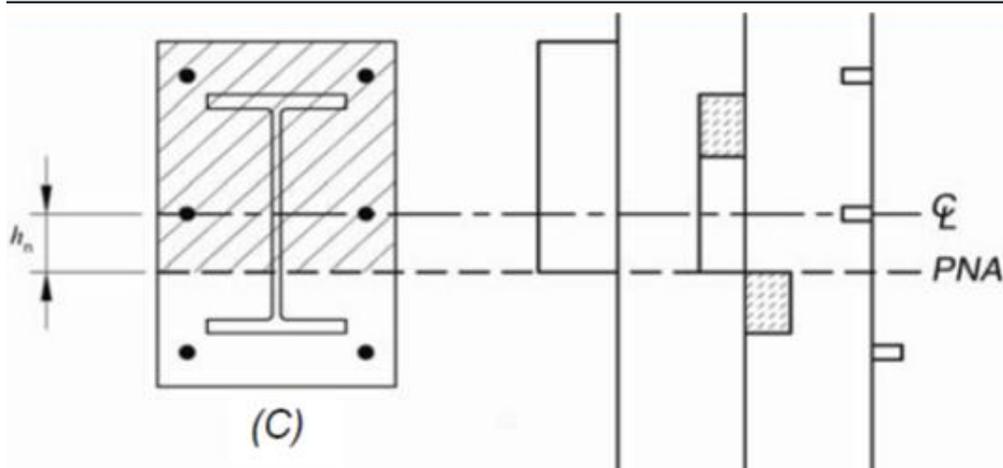
N° varillas	Diámetro (mm)
4	12

Área del perfil	$A_s=$	703.22	cm <sup>2</sup>
Área varillas de refuerzo	$A_{sr}=$	4.52	cm <sup>2</sup>
Lado corto	$h_1=$	60	cm
Lado largo	$h_2=$	60	cm
Esfuerzo de fluencia A36	$F_y=$	2531	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia acero	$F_{yr}=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia hormigón	$f_c=$	240.00	kg/cm <sup>2</sup>

$A_c=$	2892.256107	cm <sup>2</sup>
--------	-------------	-----------------

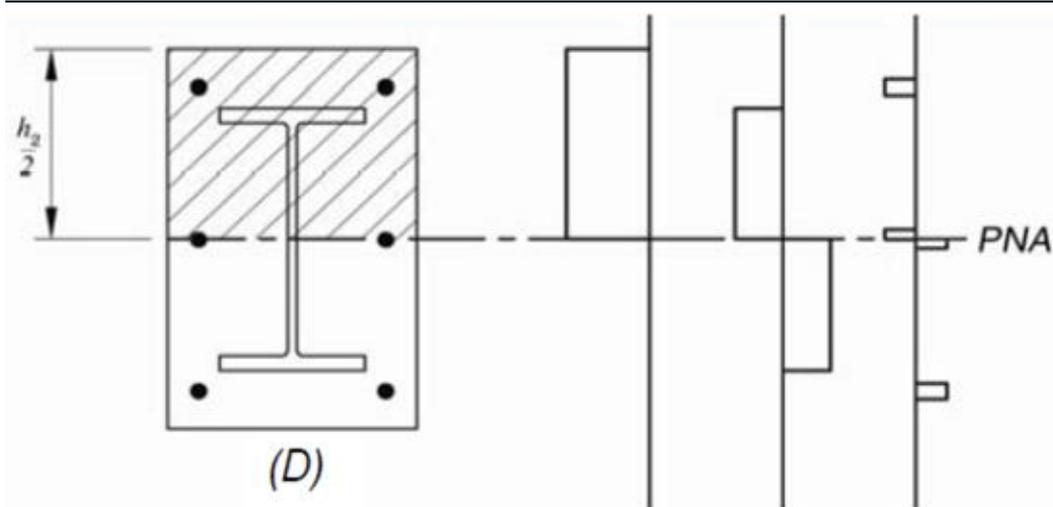
$P_a=$	2388870.418	kg
$M_a=$	0	kg*cm

#### PUNTO C



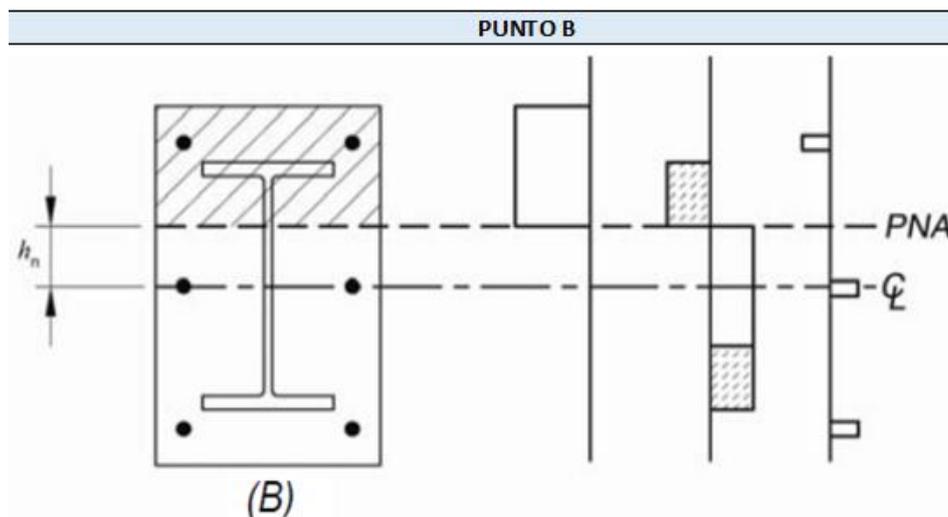
$P_c=$	590020.2457	kg
$M_c=$	33984605.56	kg*cm

#### PUNTO D



Módulo resistente plástico eje x (Wply)	Zs=	12060.88	cm <sup>3</sup>
Recubrimiento	c=	2.5	cm
Área varillas centrales	Asrs=	0	cm

Pd=	295010.1229	kg
Zr=	124.4070691	
Zc=	41814.71293	
Md=	35313697.69	kg*cm



Ancho alas del perfil	bf=	41.91	cm
Espesor alas del perfil	tf=	6.76	cm
Espesor alma del perfil	tw=	4.22	cm
Altura perfil	d=	45.47	cm

**CASO 1**

hn=	9.010484878
Zsn=	342.6168952

Cumple

**CASO 2**

hn=	14.89865262
Zsn=	-298.8138149

No cumple

**CASO 3**

hn=	-115.4502661
Zsn=	12060.88

No cumple

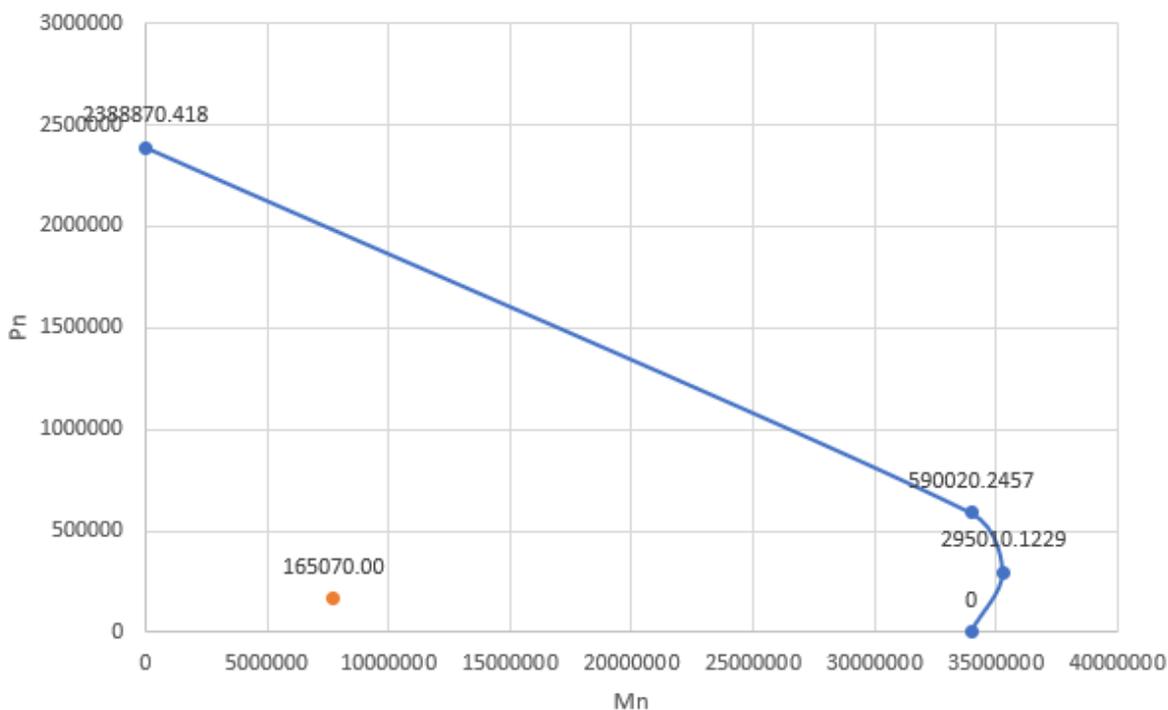
<b>Pb=</b>	0	kg
<b>Zcn=</b>	4528.713369	
<b>Mb=</b>	33984605.56	kg*cm

Puntos	Mn	Pn
<b>A</b>	0	2388870.42
<b>C</b>	33984605.6	590020.246
<b>D</b>	35313697.7	295010.123
<b>B</b>	33984605.6	0

<b>Mn=</b>	7734460.00	kg*cm
	7734.46	T*cm

<b>Pn=</b>	165070.00	kg
	165.07	T

Diagrama de interacción



Curva de interacción modificada						
Punto	Cargas nominales		Cargas últimas		Cargas últimas	
	Mn	Pn	ϕ=0.90		ϕ=0.70	
			Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)
<b>1</b>	0.00	2388870.42	0.00	2149983.38	0.00	1672209.29
<b>2</b>	33984605.56	590020.25	30586145.01	531018.22	23789223.89	413014.17
<b>3</b>	35313697.69	295010.12	31782327.92	265509.11	24719588.38	206507.09
<b>4</b>	33984605.56	0.00	30586145.01	0.00	23789223.89	0.00

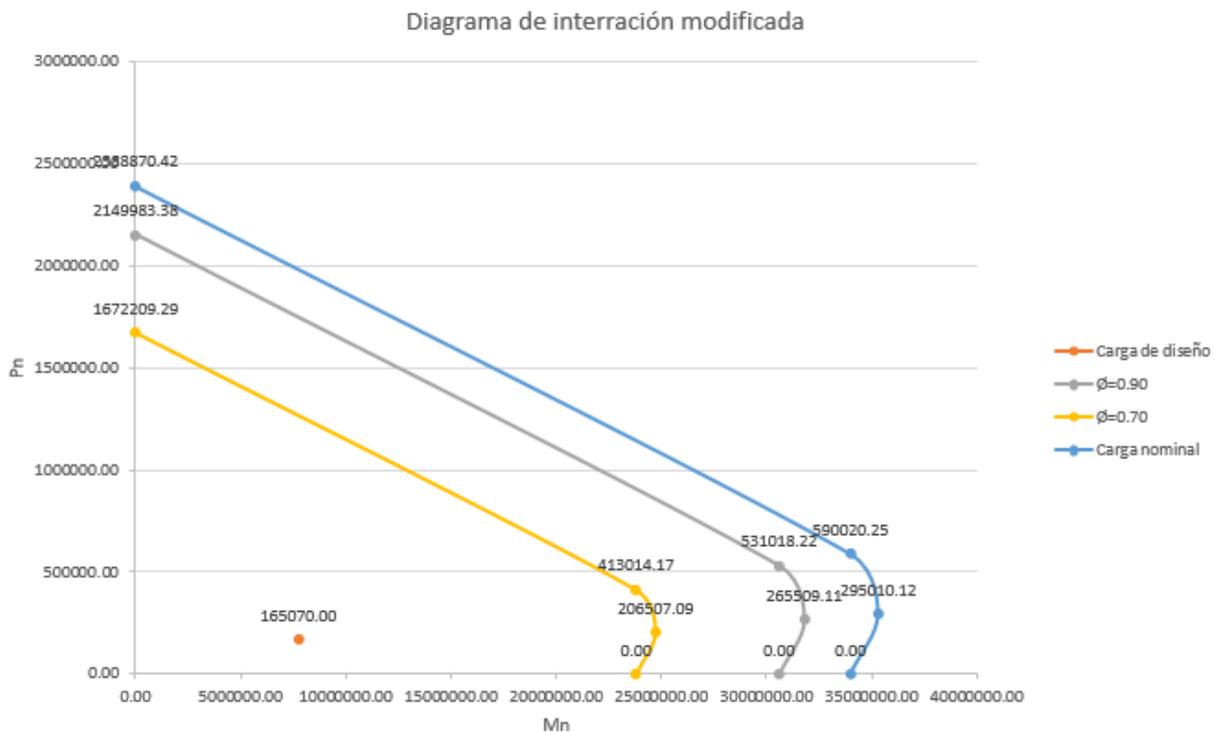
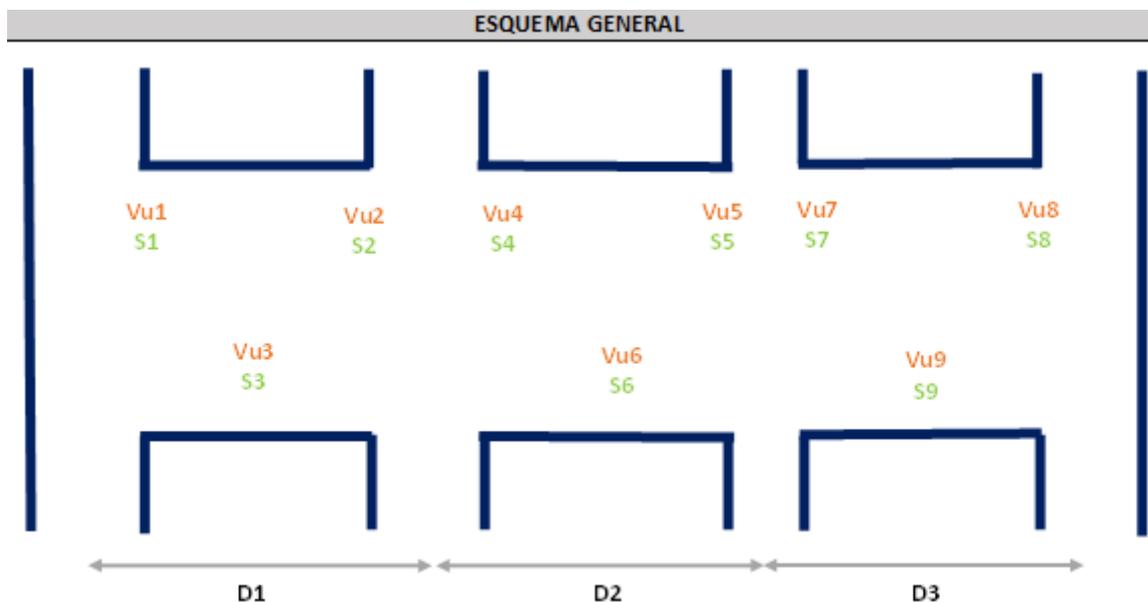


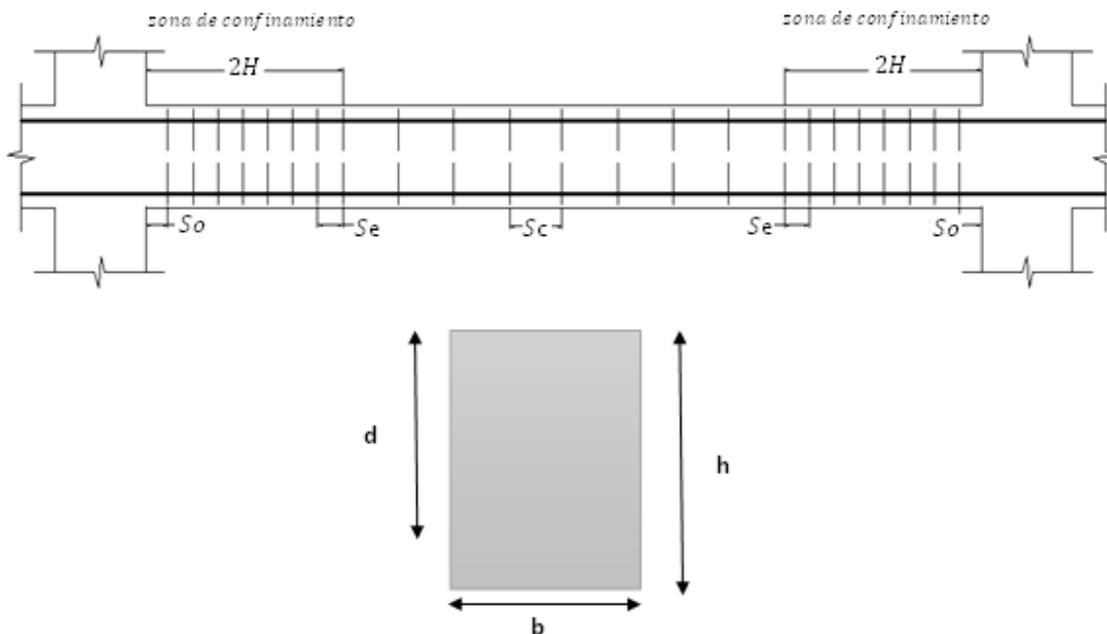
Ilustración 136. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.4.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas





$f'c=$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	50	cm	h=	50	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	47	cm	d=	47	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m
2H=	100.00	cm	2H=	100.00	cm

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Ilustración 137. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**

un mínimo de una barra (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas

Densidad de acero

$$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$$

s=	10	cm	48dst=	37.92	0.5b=	30
			16dsr=	18.08	0.5d=	30

Ilustración 138. Verificación por corte, separación de estribos modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

### 3.2.10.4.13 Diseño de nudos

- *Criterio columna fuerte-viga débil*

MOMENTOS COLUMNAS			
Punto	Mn		Pn
	(T*m)		(T)
1	0.00		2388.87
2	339.85		486.70
3	353.14		243.35
4	339.85		0.00

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	8.23	T*m
	Mv2=	8.23	T*m
	Mc=	339.85	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	8.12	T*m
	Mv2=	8.12	T*m
	Mc=	339.85	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	8.12	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	339.85	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 139. Verificación manual criterio columna fuerte-viga débil

Fuente. Excel de autoría propia

## IV. RESUMEN DE RESULTADOS

RESUMEN										
	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4			
Dimensiones (m)										
	Base (b)	Altura (h)	Base (b)	Altura (h)	Base (b)	Altura (h)	Perfil	Base (b)	Altura (h)	Perfil
Columna	0.55	0.55	0.65	0.65	0.5	0.5	W12x58	0.6	0.6	W14x370
Viga	0.25	0.4	0.3	0.55	0.25	0.4		0.25	0.5	
	Altura (h)		Altura (h)		Altura (h)		Altura (h)			
Losa	0.2		0.2		0.2		0.2			
Derivas										
Sx (inelastica)	0.017694		0.018495		0.017077		0.0180675			
Sy (inelastica)	0.017694		0.018495		0.017077		0.0180675			
Máximo Desplazamiento (m)										
Piso 4	0.037932		0.039491		0.036793		0.039247			
Peso en la base (kgf)										
Base	101426.84		212411.76		99452.75		210674.29			
Periodo (seg)										
Modo 1	0.646		0.659		0.635		0.638			
Carga nominal (T)										
Eje 2 (Crítico)	76.68		166.51		75.91		165.07			
Momento nominal (T*cm)										
Eje 2 (Crítico)	2113.14		4334.72		2309.36		7734.46			

Ilustración 140. Tabla resumen de resultados de modelos a comparar

Fuente. Excel de autoría propia

N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
<b>ARQUETIPO 1</b>					
<b>1</b>	<b>Hormigón</b>				<b>\$ 16,805.83</b>
1.1	Columnas f'c=240 kg/cm2	m3	59.29	\$ 109.15	\$ 6,471.50
1.2	Vigas f'c=240 kg/cm2	m3	33.12	\$ 109.15	\$ 3,615.05
1.3	Losa f'c=240 kg/cm2	m3	61.56	\$ 109.15	\$ 6,719.27
<b>2</b>	<b>Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2</b>				<b>\$ 94,043.47</b>
2.1	Columnas	kg	73824.70	\$ 1.18	\$ 87,113.15
2.2	Vigas	kg	5608.33	\$ 1.18	\$ 6,617.82
2.3	Alambre recocido #18	rollo	10	\$ 31.25	\$ 312.50
<b>3</b>	<b>Bloques</b>				<b>\$ 874.80</b>
3.1	Alivianamientos	U	3240	\$ 0.27	\$ 874.80

Ilustración 141. Precios Unitarios superestructura arquetipo 1

Fuente. Excel de autoría propia

N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
<b>ARQUETIPO 2</b>					
<b>1</b>	<b>Hormigón</b>				<b>\$ 33,715.34</b>
1.1	Columnas f'c=240 kg/cm2	m3	82.81	\$ 109.15	\$ 9,038.71
1.2	Vigas f'c=240 kg/cm2	m3	84.74	\$ 109.15	\$ 9,249.81
1.3	Losa f'c=240 kg/cm2	m3	141.34	\$ 109.15	\$ 15,426.82
<b>2</b>	<b>Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2</b>				<b>\$ 129,305.26</b>
2.1	Columnas	kg	96402.28	\$ 1.18	\$ 113,754.70
2.2	Vigas	kg	12913.61	\$ 1.18	\$ 15,238.07
2.3	Alambre recocido #18	rollo	10	\$ 31.25	\$ 312.50
<b>3</b>	<b>Bloques</b>				<b>\$ 2,060.64</b>
3.1	Alivianamientos	U	7632	\$ 0.27	\$ 2,060.64

Ilustración 142. Precios Unitarios superestructura arquetipo 2

Fuente. Excel de autoría propia

N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
<b>ARQUETIPO 3</b>					
<b>1</b>	<b>Hormigón</b>				<b>\$ 15,774.36</b>
1.1	Columnas f'c=240 kg/cm2	m3	49	\$ 109.15	\$ 5,348.35
1.2	Vigas f'c=240 kg/cm2	m3	33.6	\$ 109.15	\$ 3,667.44
1.3	Losa f'c=240 kg/cm2	m3	61.92	\$ 109.15	\$ 6,758.57
<b>2</b>	<b>Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2</b>				<b>\$ 89,443.04</b>
2.1	Columnas	kg	16957.71	\$ 1.18	\$ 20,010.10
2.2	Perfil	kg	18046.56	\$ 3.47	\$ 62,621.56
2.3	Placas base 35x35x12mm	U	32	\$ 3.60	\$ 115.20
2.4	Vigas	kg	5409.90	\$ 1.18	\$ 6,383.68
2.5	Alambre recocido #18	rollo	10	\$ 31.25	\$ 312.50
<b>3</b>	<b>Bloques</b>				<b>\$ 874.80</b>
3.1	Alivianamientos	U	3240	\$ 0.27	\$ 874.80

Ilustración 143. Precios Unitarios superestructura arquetipo 3

Fuente. Excel de autoría propia

N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	P.U	TOTAL
<b>ARQUETIPO 4</b>					
<b>1</b>	<b>Hormigón</b>				<b>\$ 30,712.19</b>
1.1	Columnas f'c=240 kg/cm2	m3	70.56	\$ 109.15	\$ 7,701.62
1.2	Vigas f'c=240 kg/cm2	m3	64.8	\$ 109.15	\$ 7,072.92
1.3	Losa f'c=240 kg/cm2	m3	146.02	\$ 109.15	\$ 15,937.65
<b>2</b>	<b>Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2</b>				<b>\$ 434,831.83</b>
2.1	Columnas	kg	19575.05	\$ 1.18	\$ 23,098.56
2.2	Perfil	kg	114816	\$ 3.47	\$ 398,411.52
2.3	Placas base 50x50x12mm	U	32	\$ 4.80	\$ 153.60
2.3	Vigas	kg	10894.62	\$ 1.18	\$ 12,855.65
2.4	Alambre recocido #18	rollo	10	\$ 31.25	\$ 312.50
<b>3</b>	<b>Bloques</b>				<b>\$ 2,060.64</b>
3.1	Alivianamientos	U	7632	\$ 0.27	\$ 2,060.64

Ilustración 144. Precios Unitarios superestructura arquetipo 4

Fuente. Excel de autoría propia

Presupuesto Final			
DESCRIPCIÓN	PRECIO	% IVA	TOTAL
<b>Arquetipo 1</b>			
Hormigón	\$ 16,805.83	\$ 2,016.70	\$ 18,822.52
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 94,043.47	\$ 11,285.22	\$ 105,328.69
Bloques	\$ 874.80	\$ 104.98	\$ 979.78
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 125,130.99</b>
<b>Arquetipo 2</b>			
Hormigón	\$ 33,715.34	\$4,045.84	\$ 37,761.18
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 129,305.26	\$15,516.63	\$ 144,821.89
Bloques	\$ 2,060.64	\$247.28	\$ 2,307.92
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 184,890.99</b>
<b>Arquetipo 3</b>			
Hormigón	\$ 15,774.36	\$1,892.92	\$ 17,667.28
Acero de refuerzo	\$ 89,443.04	\$10,733.17	\$ 100,176.21
Bloques	\$ 874.80	\$104.98	\$ 979.78
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 118,823.26</b>
<b>Arquetipo 4</b>			
Hormigón	\$ 30,712.19	\$3,685.46	\$ 34,397.65
Acero de refuerzo	\$ 434,831.83	\$52,179.82	\$ 487,011.65
Bloques	\$ 2,060.64	\$247.28	\$ 2,307.92
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 523,717.22</b>

Ilustración 145. Presupuesto final resumido de los 4 arquetipos a comparar

Fuente. Excel de autoría propia

Arquetipo 1	Arquetipo 3
\$ 125,130.99	\$ 118,823.26
Diferencia	-6307.72

Ilustración 146. Diferencia de costos entre arquetipos con luces de 4 metros

Fuente. Excel de autoría propia

Arquetipo 2	Arquetipo 4
\$ 184,890.99	\$ 523,717.22
Diferencia	338826.23

Ilustración 147. Diferencia de costos entre arquetipos con luces de 6 metros

Fuente. Excel de autoría propia

## V. CONCLUSIONES

- Tras analizar los arquetipos 1 y 3, con luces de 4 metros, se ha determinado que el arquetipo 3, caracterizado por columnas compuestas, se presenta como la mejor opción en términos económicos y estructuralmente óptima, se observa una diferencia entre sus costos de \$6307.72 a favor del arquetipo mencionado.
- Al comparar los arquetipos 2 y 4, con luces de 6 metros, se evidencia una diferencia económica significativa de \$338826.23, siendo el arquetipo 2 que consiste en todos sus elementos estructurales de hormigón armado, la opción óptima.
- En esta comparativa se evidenció que después de realizado todo el proceso de predimensionamiento de secciones y verificación estructural, los modelos estudiados con elementos sujetos a flexo compresión de hormigón armado poseen secciones más grandes con 5 cm de diferencia entre sus lados lo que conlleva que necesitemos una cantidad superior de acero de refuerzo y hormigón.
- El hormigón a pesar de su naturaleza frágil brinda rigidez a los elementos estructurales debido a su capacidad de soportar cargas a compresión y tracción, en cambio el acero ubicado estratégicamente proporciona ductilidad a la estructura permitiendo que los mismos elementos se deformen y agrieten sin perder su capacidad de carga, de tal manera evidenciamos que los modelos conformados por hormigón y perfiles laminados en caliente poseen una mayor resistencia a pesar de usar menos hormigón y mayor ductilidad al utilizar un mayor porcentaje de acero.
- El caso de estudio de esta disertación usa perfiles metálicos tipo W, que en el país dificulta la adquisición inmediata del mismo, por lo consiguiente se recurre a armar el perfil necesario lo que implica costos extras y mayor tiempo de espera hasta obtener todos los elementos necesarios.

- Utilizar los perfiles metálicos en los elementos sujetos a flexo compresión aumenta drásticamente su resistencia, siendo este el porcentaje de acero de refuerzo predominante en la sección, lo que nos permite utilizar cuantías mínimas en cuanto al acero de refuerzo longitudinal, siendo necesario este armado únicamente para colocar estribos y anclajes stud para la verificación por corte de los elementos.
- Los arquetipos comparados entre sí, al ser igualados en porcentajes de derivas tendrán una resistencia sísmica muy equiparada lo que nos garantiza que estructuralmente son modelos óptimos.
- La durabilidad del acero de refuerzo queda expuesta a criterios conservadores de recubrimientos, siendo las columnas perimetrales los elementos estructurales que quedan expuestos al ambiente, en ellos usamos un recubrimiento de 4 cm que nos brinda protección contra los agentes medio ambientales y el agua que son los principales motivos que provocan la corrosión y oxidación del acero, dando seguridad y prevención ante posibles patologías que disminuyan la resistencia de dichos elementos.

## VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda mantener una actualización en cuanto a precios unitarios obtenidos de la revista mensual de la cámara de la industria de la construcción (CAMICON), ya que estos varían sus rubros con el pasar del tiempo.
- Se recomienda optimizar al máximo posible las secciones de elementos compuestos, en esta disertación al ser un requerimiento fundamental equiparar derivas para fines comparativos, se sobredimensiono secciones y por lo tanto los elementos que la componen tendrán dimensiones mayores aumentando costos y tiempos de ejecución.
- Analizar detenidamente los parámetros que influyen en comprobaciones de secciones compuestas, ya que existen términos poco conocidos, al ser las columnas compuestas una técnica constructiva poco ejecutada en el país, requiere de cuidado al analizar cada uno de sus componentes.
- Mantenerse actualizado, y asociado con la normativa vigente en cada país ayuda a determinar factores importantes dentro del caso de estudio.

## VII. BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Cargas (sísmicas). Quito, Ecuador.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Estructuras de Hormigón Armado. Quito, Ecuador.
- ACI (2019), “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”, ACI318-19, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.
- Nájera Ocampo, R. (2014). Equipación de perfiles de acero de normas AISC con perfiles de normas ecuatorianas. Ecuador.
- Yuiliti. (2015). Dilatación y compresión térmica. Obtenido de Yuiliti.
- Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 1, recuperado de: Temas de hormigón armado.
- Guerra, M. (2015). Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando ETABS y NEC 2015.
- Carrasco S. (2019), “Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de Acero-Hormigón sometidas a esfuerzos básicos”, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Contreras J., Jorquera R. (2009), “Diseño de elementos compuestos de acero y hormigón resistentes al sismo. Análisis teórico y casos de aplicación”, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.
- AISC (2016). Especificaciones para construcciones de acero. AISC 360-16. American Institute of Steel Construction. Illinois, USA.

## VIII. ANEXOS

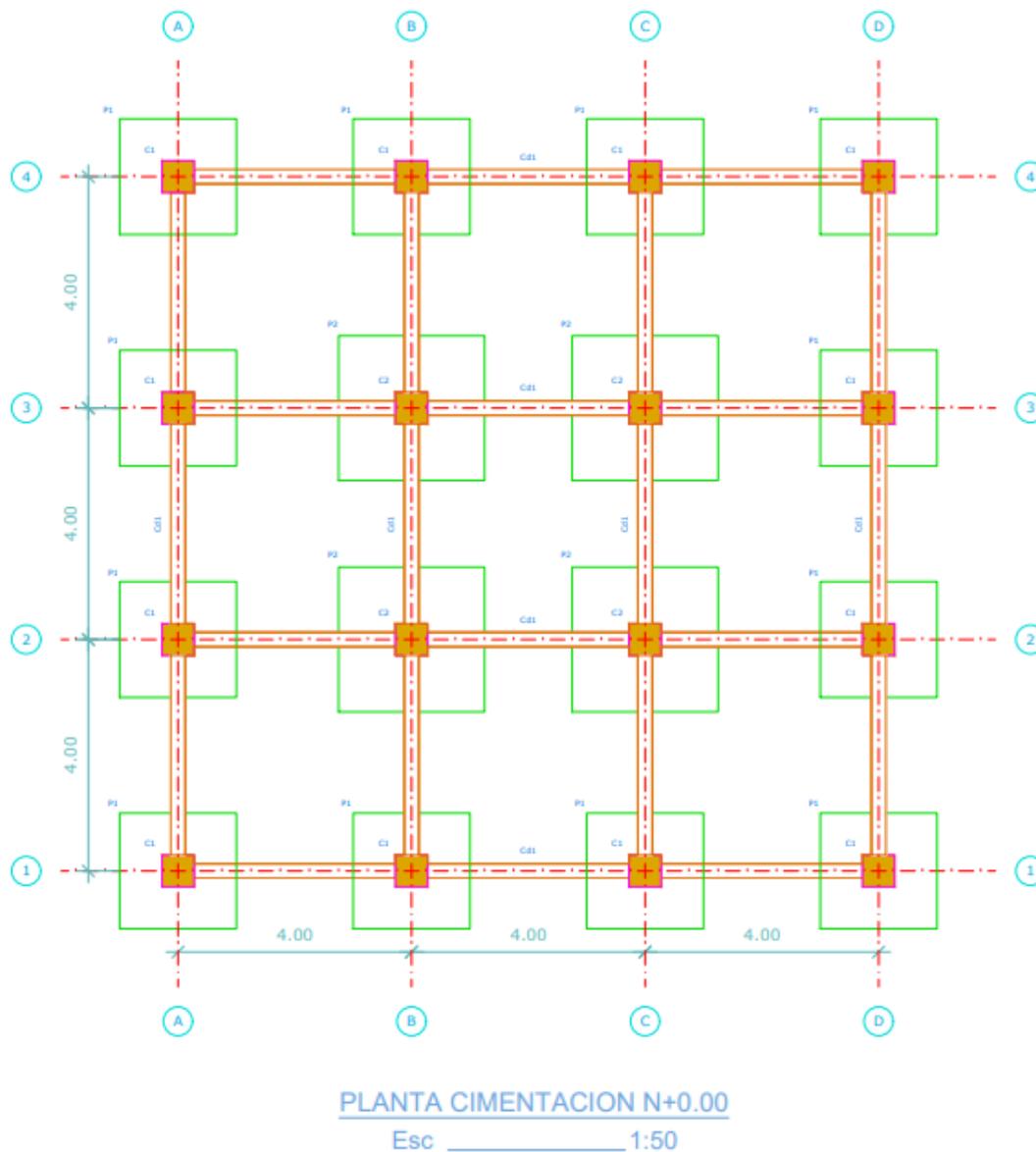


Ilustración 148. Plintos, cadenas y planta de cimentación luces de 4 metros

Fuente. AutoCAD de autoría propia

CUADRO DE PLINTOS							
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	2.00	2.00	0.45	15Ø16Mc201 L=2.14 @0.14    Verticales 15Ø16Mc201 L=2.14 @0.14    Horizontales	N-1.5	A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4
P2	4	2.50	2.50	0.45	18Ø16Mc202 L=2.64 @0.14    Verticales 18Ø16Mc202 L=2.64 @0.14    Horizontales	N-1.5	B2, B3, C2, C3

Ilustración 149. Cuadro de plintos general

Fuente. AutoCAD de autoría propia

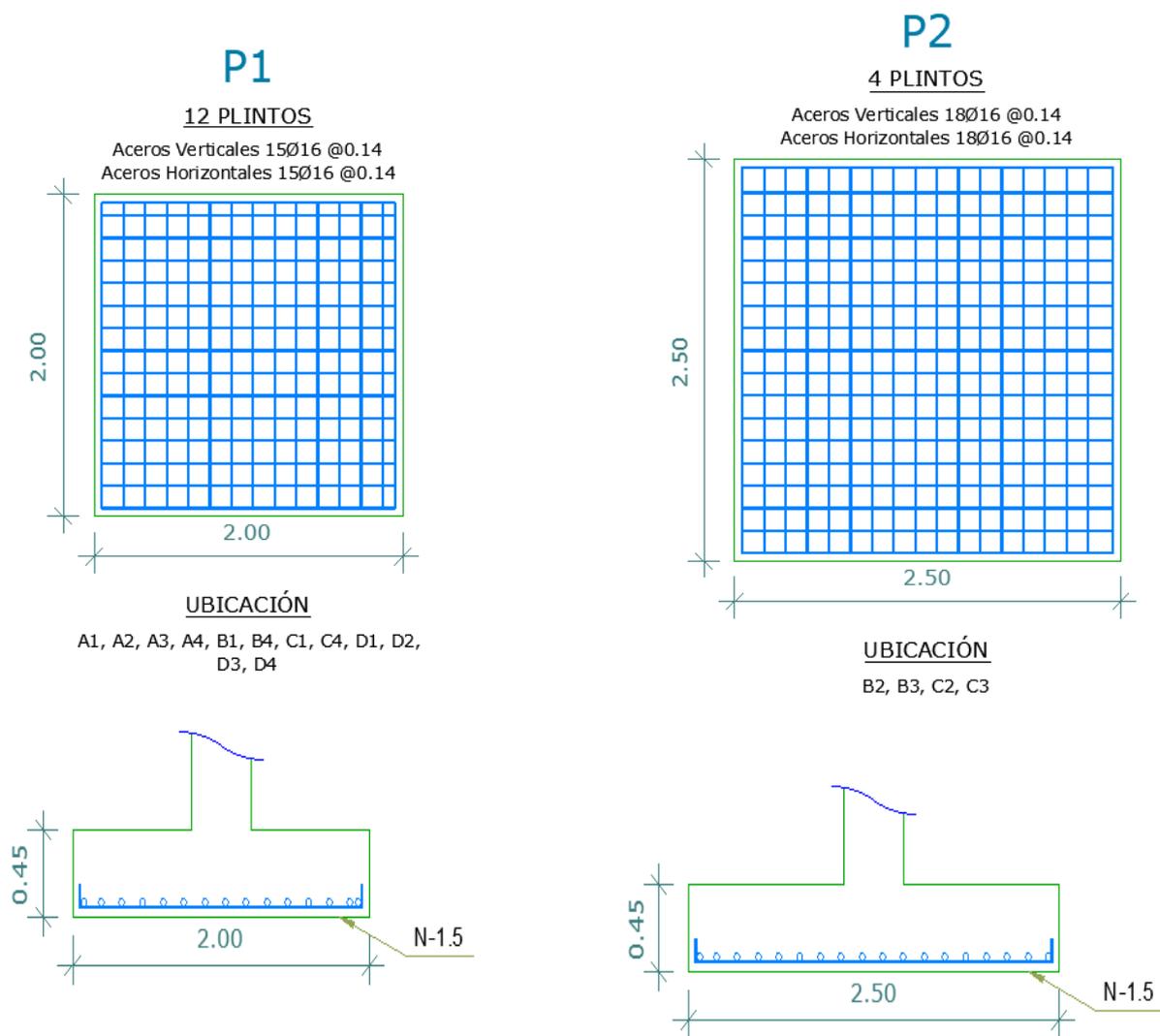
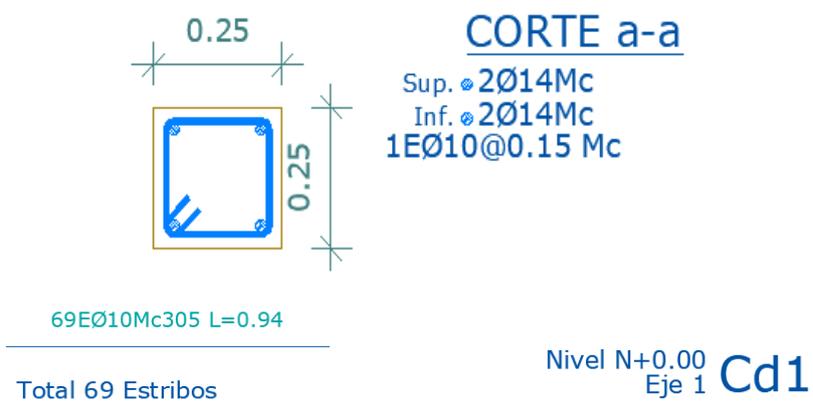


Ilustración 150. Detalle del armado general de plintos

Fuente. AutoCAD de autoría propia



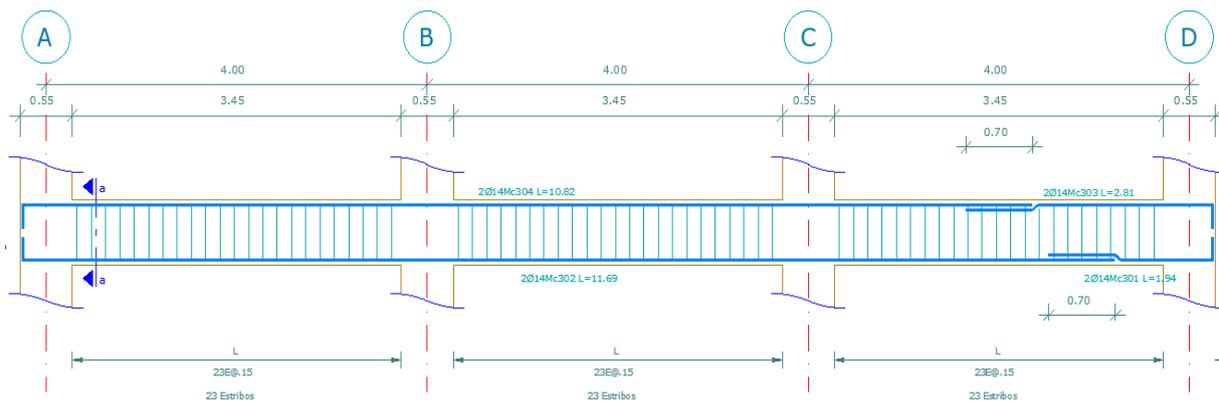


Ilustración 151. Detalle de cadena modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia



105EØ10Mc502 L=1.24

Total 109 Estribos

Nivel N+3.00  
Eje 1 V1

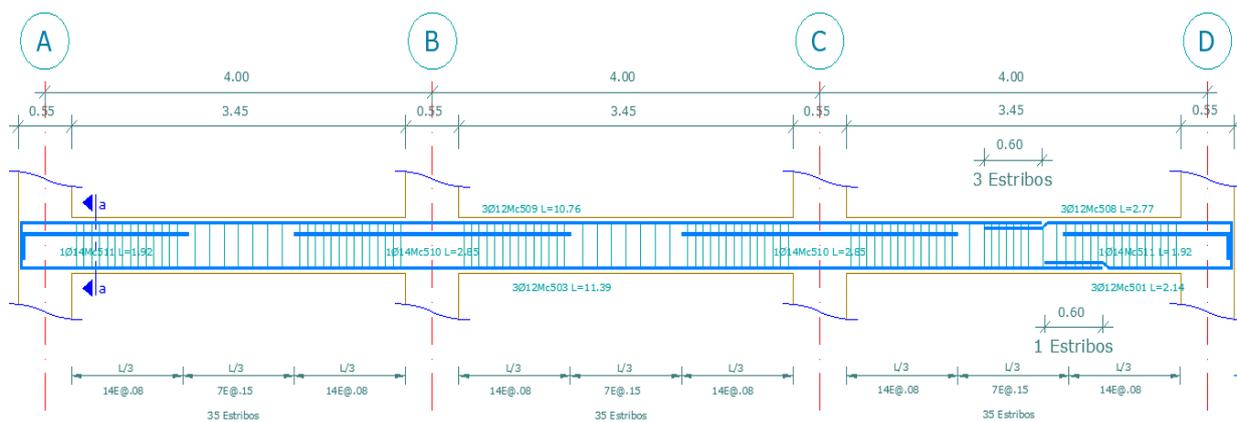
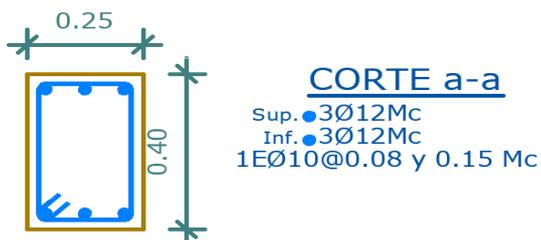


Ilustración 152. Detalle de vigas piso 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia



105EØ10Mc502 L=1.24

Total 109 Estribos

Nivel N+6.00 Eje 1 V9

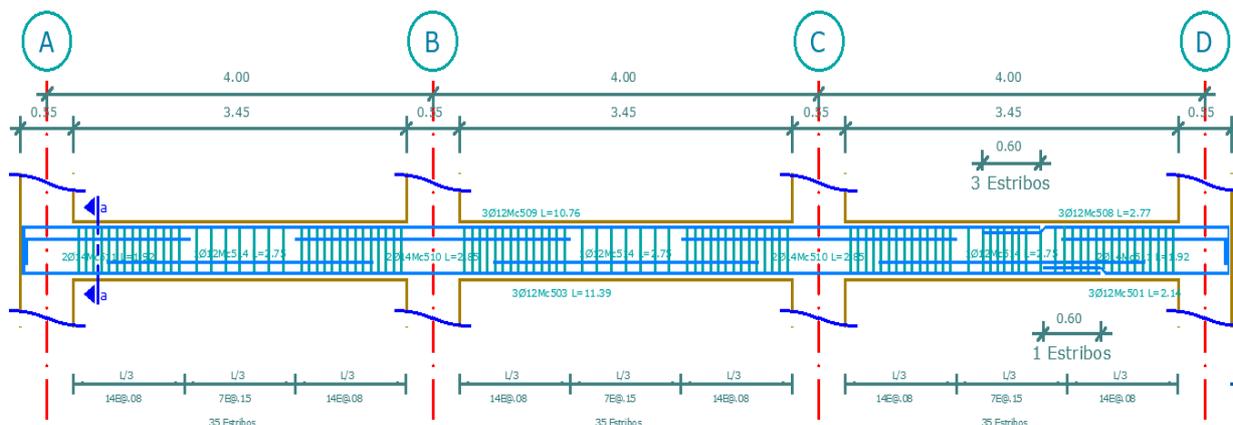
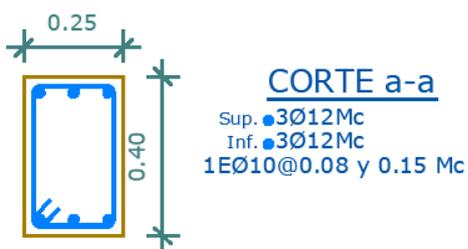


Ilustración 153. Detalle de vigas piso 2 y 3

Fuente. AutoCAD de autoría propia



105EØ10Mc502 L=1.24

Total 110 Estribos

Nivel N+12.00 Eje 1 V25

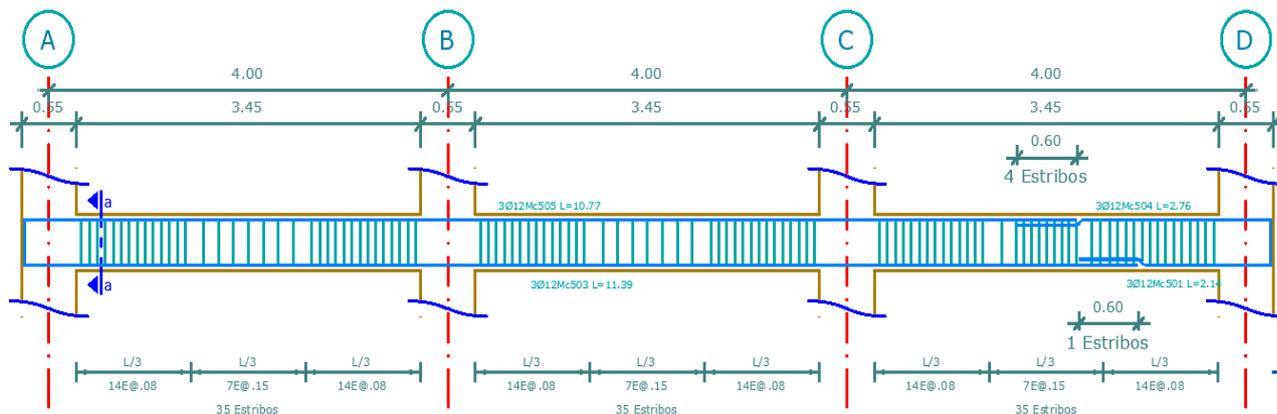


Ilustración 154. Detalle de vigas piso 4

Fuente. AutoCAD de autoría propia

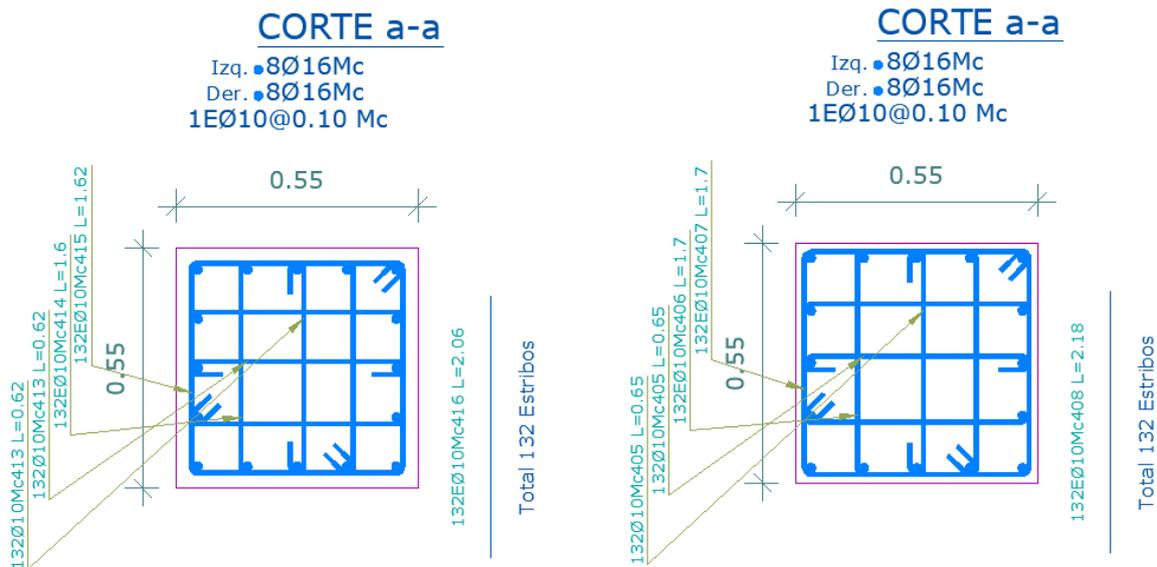
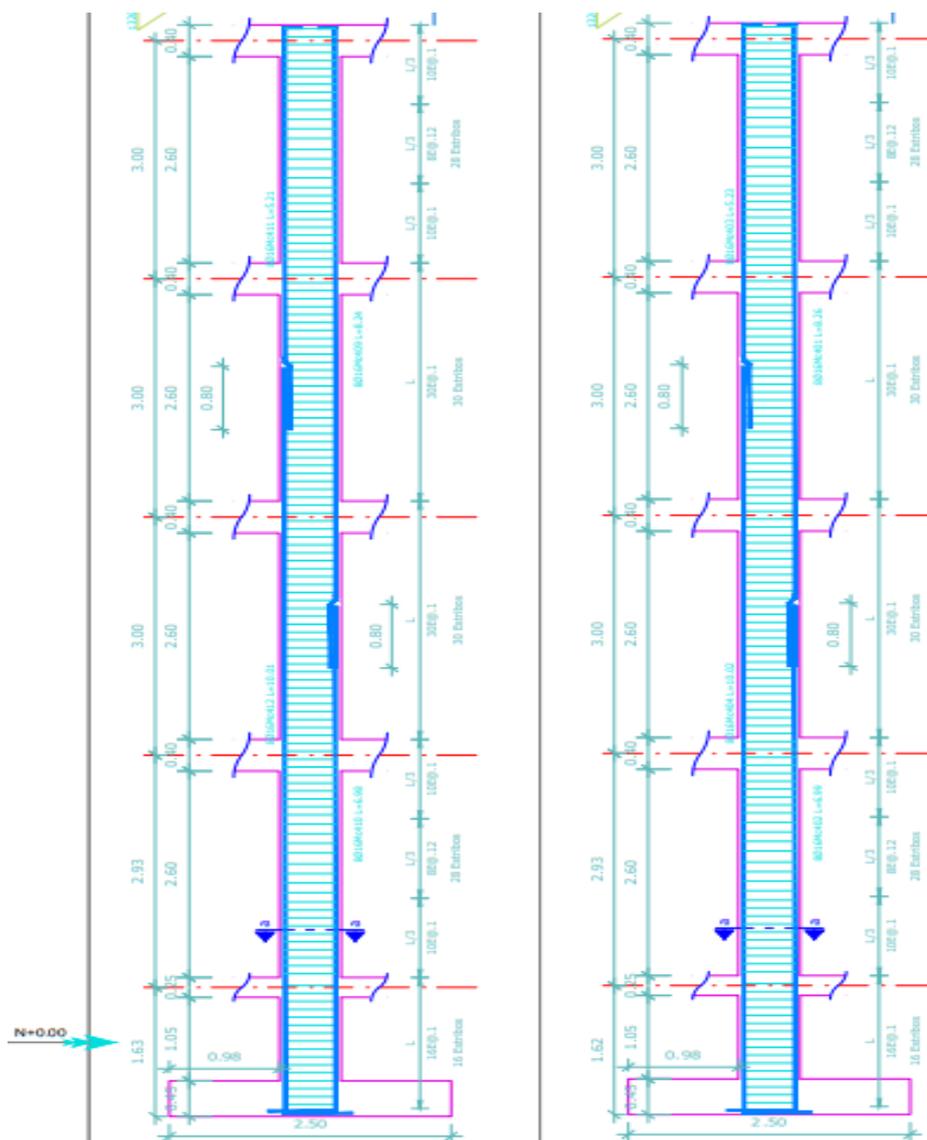


Ilustración 155. Cuadro de columnas modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia



TIPO	C1				C2			
	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN		No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	
			A	B			A	B
	12	A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4	0.55	0.55	4	B2, B3, C2, C3	0.55	0.55

Ilustración 156. Detalle de columnas C1, C2

Fuente. AutoCAD de autoría propia

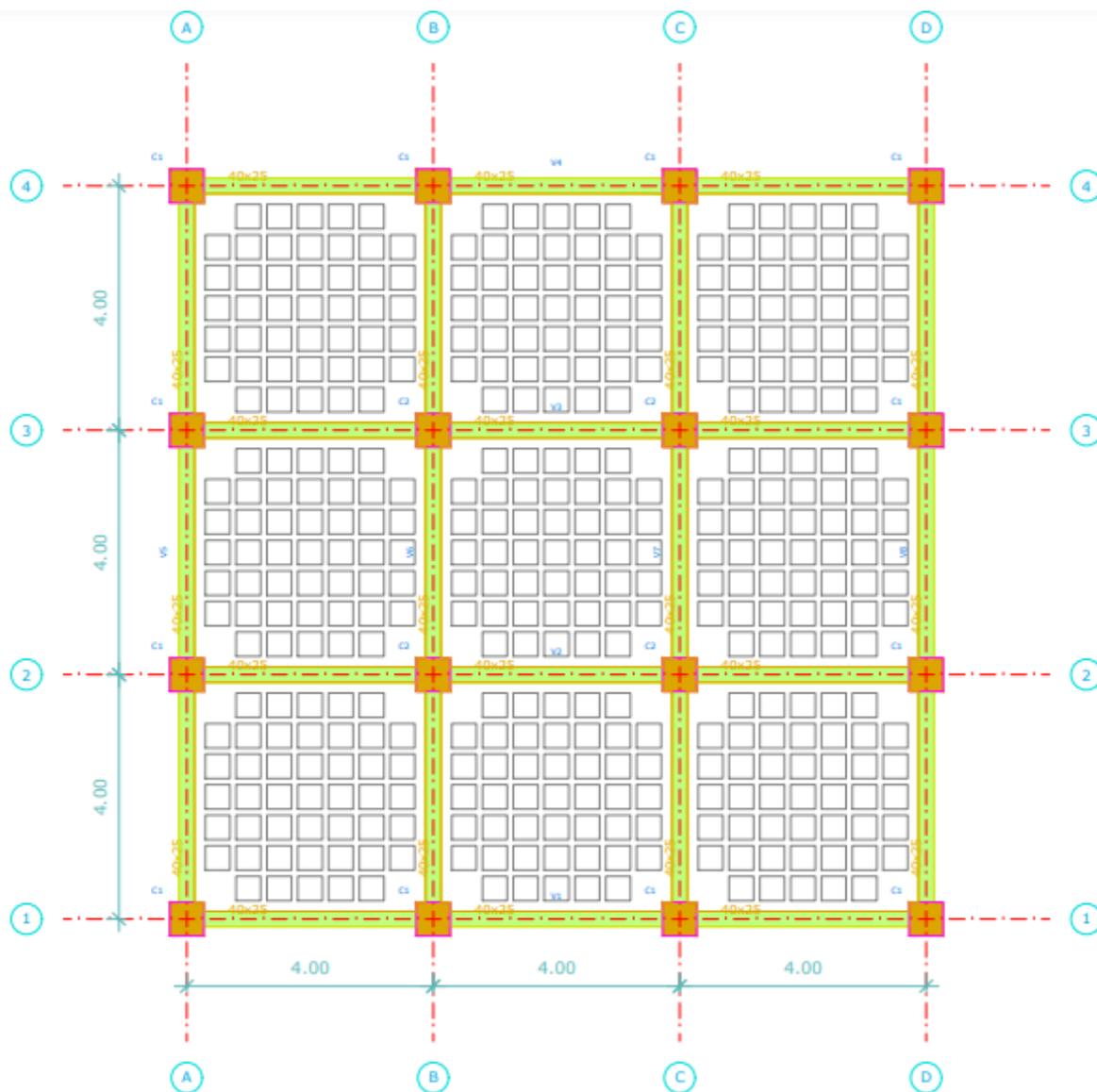


Ilustración 157. Plantas nivel +3.00, +6.00, +9.00, +12.00 y detallado de alivianamiento en losa

Fuente. AutoCAD de autoría propia

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	$\phi$	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCA 400														
401	L	16	160	8.11	0.15	0	0	0	0	0	8.26	1321.60	2085.5	
402	L	16	160	6.39	0.6	0	0	0	0	0	6.99	1118.40	1764.8	
403	L	16	160	5.08	0.15	0	0	0	0	0	5.23	836.80	1320.5	
404	L	16	160	9.42	0.6	0	0	0	0	0	10.02	1603.20	2529.8	
405	I	10	5280	0.51	0	0	0	0	0	0.07	0.65	3432.00	2117.5	
406	O	10	2640	0.51	0.27	0	0	0	0	0.07	1.70	4488.00	2769.1	
407	O	10	2640	0.27	0.51	0	0	0	0	0.07	1.70	4488.00	2769.1	
408	O	10	2640	0.51	0.51	0	0	0	0	0.07	2.18	5755.20	3551.0	
409	L	16	480	8.09	0.15	0	0	0	0	0	8.24	3955.20	6241.3	
410	L	16	480	6.38	0.6	0	0	0	0	0	6.98	3350.40	5286.9	
411	L	16	480	5.06	0.15	0	0	0	0	0	5.21	2500.80	3946.3	
412	L	16	480	9.41	0.6	0	0	0	0	0	10.01	4804.80	7582.0	
413	I	10	15840	0.48	0	0	0	0	0	0.07	0.62	9820.80	6059.4	
414	O	10	7920	0.48	0.25	0	0	0	0	0.07	1.60	12672.00	7818.6	
415	O	10	7920	0.26	0.48	0	0	0	0	0.07	1.62	12830.40	7916.4	
416	O	10	7920	0.48	0.48	0	0	0	0	0.07	2.06	16315.20	10066.5	
														73824.7

Ilustración 158. Planilla de hierros en columnas modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	$\phi$	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCA 500														
501	L	12	96	1.92	0.22	0	0	0	0	0	2.14	205.44	182.4	
502	O	10	3508	0.2	0.35	0	0	0	0	0.07	1.24	4349.92	2683.9	
503	L	12	96	11.17	0.22	0	0	0	0	0	11.39	1093.44	971.0	
504	L	12	60	2.54	0.22	0	0	0	0	0	2.76	165.60	147.1	
505	L	12	60	10.55	0.22	0	0	0	0	0	10.77	646.20	573.8	
506	I1	12	72	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	205.20	182.2	
507	L	12	72	1.7	0.22	0	0	0	0	0	1.92	138.24	122.8	
508	L	12	36	2.55	0.22	0	0	0	0	0	2.77	99.72	88.6	
509	L	12	36	10.54	0.22	0	0	0	0	0	10.76	387.36	344.0	
510	I1	14	40	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	114.00	137.7	
511	L	14	40	1.7	0.22	0	0	0	0	0	1.92	76.80	92.8	
512	I1	10	8	2.85	0	0	0	0	0	0	2.85	22.80	14.1	
513	L	10	8	1.7	0.22	0	0	0	0	0	1.92	15.36	9.5	
514	I1	12	24	2.75	0	0	0	0	0	0	2.75	66.00	58.6	
														5608.3

Ilustración 159. Planilla de hierros en vigas modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia

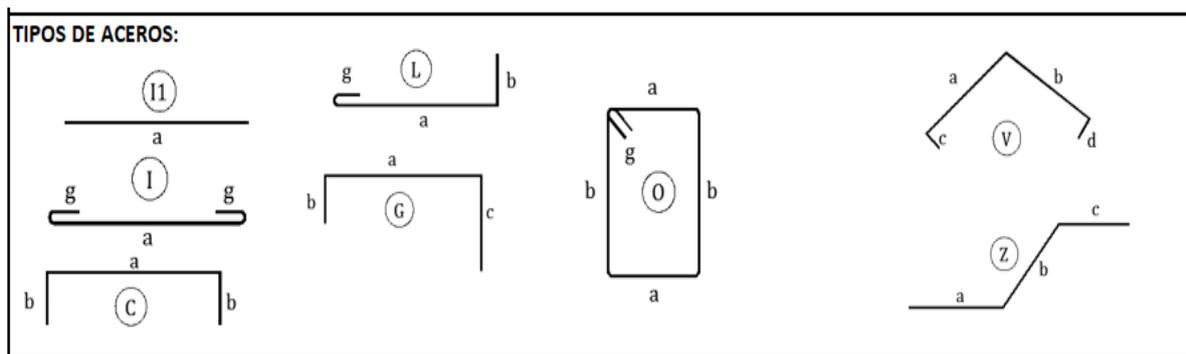


Ilustración 160. Tipos de acero utilizados en los arquetipos

Fuente. AutoCAD 2021

ANEXO CANTIDADES DE OBRA							
ELEMENTO	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTURA	AREA	VOLUMEN	UBICACIÓN
	u	m	m	m	m2	m3	
<b>Columnas</b>							
<b>C1</b>	16	12.25	0.55	0.55	6.7375	59.29	Columna
<b>Vigas</b>							
<b>V1</b>	96	3.45	0.25	0.4	0.8625	33.12	Viga
<b>Losas</b>							
Losa	36				2.79	100.44	
Bloques	3240	0.4	0.2	0.15	0.08	38.88	
<b>Volumen del concreto</b>						61.56	
<b>TOTAL</b>						<b>153.970</b>	<b>m3</b>

Ilustración 161. Cantidad de hormigón en elementos estructurales modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia