



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL

**Análisis comparativo de costos de un diseño estructural en hormigón y
acero para una edificación de 3 Plantas.**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO
ACADEMICO DE:
INGENIERO CIVIL.**

AUTORES:

CHRISTIAN ANDRÉS TENEMEA GALARZA.

SANTIAGO DAVID PARDO ENCALADA.

DIRECTOR:

ING. DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO.

CUENCA-ECUADOR

2023.

DEDICATORIA – CHRSTIAN TENEMEA

Todo lo realizado en este trabajo y a lo largo de mi carrera universitaria va dedicado a mi familia, que siempre me brindó su apoyo. Y todo lo que haga en el futuro también será para ellos, puesto que serán los únicos que siempre estarán a mi lado a pesar de cualquier circunstancia.

DEDICATORIA – SANTIAGO PARDO

Este trabajo de titulación quiero dedicar principalmente a mis padres, a mis hermanos y a mis abuelos por ser personas fundamentales en el desarrollo de mis conocimientos, los cuales me han permitido llegar a cumplir con la meta de finalizar mis estudios. Además, agradezco a mis profesores por sus enseñanzas, las cuales que han sido fundamentales para abrir paso en mi camino hacia el conocimiento, impulsando mi crecimiento personal y académico.

AGRADECIMIENTO – CHRISTIAN TENEMEA

Agradezco especialmente a mis padres que me apoyaron en toda mi trayectoria educativa y sobretodo me permitieron estudiar la carrera que quería. Gracias a ellos puedo decir que obtendré mi título y siempre les estaré agradecido.

AGRADECIMIENTO – SANTIAGO PARDO

Deseo expresar mis agradecimientos principalmente a Dios y a mi querida familia. A mi familia, por su apoyo constante en todo momento de mi vida personal y académica. Sin su sacrificio, lograr mis metas no habría sido posible. Mi gratitud hacia ellos perdurará, y sus consejos los emplearé para ser una persona y profesional con ética.



Resumen:

La fluctuación de precios en materiales de construcción es un factor determinante en la ejecución de obras civiles, principalmente en países subdesarrollados como el Ecuador. Por lo que, es importante determinar qué tipo de material de construcción es el más idóneo económicamente para nuestro medio. El objetivo del trabajo consiste en realizar un análisis comparativo de costos para una misma edificación, considerando un diseño estructural en hormigón armado y en acero. Para lo cual, es necesario realizar el modelamiento, análisis y diseño estructural para cada uno de los materiales de construcción. Una vez obtenidos los diseños definitivos, se procede a establecer y analizar los rubros, considerando los costos actualizados de equipos, maquinaria, materiales y mano de obra. El trabajo concluye con la elaboración y comparación de los presupuestos que permiten establecer qué tipo de estructura resultaría más económica en el medio.

Palabras clave: acero, análisis comparativo de costos, diseño estructural, hormigón armado, obras civiles, presupuestos.

Abstract:

The price variation in construction materials is a driving factor in the execution of civil works, especially in underdeveloped countries like Ecuador. Therefore, it is important to determine which type of construction material is the most economically suitable for our environment. The objective of this project was to conduct a comparative cost analysis for the same building, considering a structural design in reinforced concrete and steel. To accomplish this, it was necessary to carry out the modeling, analysis, and structural design for each construction material. Once the final designs are obtained, the next step was to establish and analyze the items, considering updated costs for equipment, machinery, materials, and labor. The project concludes with the elaboration and comparison of budgets to determine which type of structure would be more cost-effective in the study area.

Keywords: budgets, civil works, comparative cost analysis, reinforced concrete, steel, structural design.



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR

Este certificado consta de: 1 página

INDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
Resumen:.....	iv
Abstract:	iv
INDICE DE CONTENIDOS.....	v
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS.....	xii
INDICE DE ECUACIONES	xiv
INDICE DE ANEXOS.....	xv
INTRODUCCION.	1
Objetivos.	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos.	3
1 CAPÍTULO I: MARCO TEORICO REFERENCIAL.	4
1.1. ESTADO DEL ARTE.....	4
1.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.	6
1.3. PARAMETROS Y ELEMENTOS UTILIZADOS PARA ESTIMACIONES DE CARGAS GRAVITATORIAS.	7
1.3.1 ELEMENTOS Y MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS.....	7
1.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA (HORMIGÓN ARMADO).....	7
1.3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA (ACERO).....	8
1.3.4 CARGAS MUERTAS Y SOBRECARGAS POR GRAVEDAD.	8
1.4. PARAMETROS UTILIZADOS PARA ESTIMACIONES DE CARGAS SISMICAS. 10	
1.4.1 GEOLOGÍA Y ZONIFICACIÓN SIMICA (FACTOR Z).	11
1.4.2 FACTORES DE IMPORTANCIA.	11
1.5. ESPECTRO DE DISEÑO.....	15
1.6. PERÍODOS DE VIBRACIÓN.....	16
2 CAPITULO II: ANALISIS ESTRUCTURAL	18
2.1. COMBINACIONES DE CARGA	18
2.2. ANALISIS ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.	19
2.2.1 CORTANTE BASAL.	20
2.2.2 COMPARACION CORTANTE BASAL ESTATICO Y DINAMICO	21

2.2.3	CUMPLIMIENTO CORTANTE BASAL.....	22
2.2.4	SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO.....	23
2.2.5	COMPROBACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN Y PARTICIPACIÓN MODAL EN HORMIGÓN ARMADO.....	24
2.2.6	DERIVAS ELÁSTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	25
2.2.7	CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN X.....	25
2.2.8	CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN Y.....	25
2.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ACERO.....	25
2.3.1	CORTANTE BASAL.....	26
2.3.2	COMPARACION CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINAMICO	27
2.3.3	CUMPLIMIENTO CORTANTE BASAL.....	28
2.3.4	SECCIONES DE LOS PERFILES DE ACERO.....	29
2.3.5	COMPROBACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN Y PARTICIPACIÓN MODAL EN ACERO.....	30
2.3.6	DERIVAS ELÁSTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	31
2.3.7	CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN X.....	31
2.3.8	CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN Y.....	31
3	CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL.....	32
3.1.	DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.....	32
3.1.1	DISEÑO DE COLUMNAS.....	32
3.1.1.1.	COLUMNA DE SECCIÓN 40x60cm.....	32
3.1.1.2.	COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm (Mayor carga axial aplicada)	38
3.1.1.3.	COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm (Menor carga axial aplicada)	43
3.1.2	DISEÑO DE VIGAS	47
3.1.2.1.	VIGA EN EL EJE “Y” DE SECCIÓN 30x45cm	47
3.1.2.2.	VIGA EN EL EJE “X” DE SECCIÓN 30x40cm	53
3.1.2.3.	DISEÑO VIGA DE GRADA DE SECCIÓN 25x30cm	57
3.1.3	DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS.....	61
3.1.3.1.	ZAPATA RECTANGULAR 1 PARA COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm	61
3.1.3.2.	ZAPATA RECTANGULAR 2 PARA SECCIÓN DE 40x60cm	67
3.1.4	DISEÑO DE LOSAS ALIVIANADAS.....	72
3.1.4.1.	Diseño a Flexión	77
3.1.4.2.	Diseño a Corte.....	84
3.1.4.3.	Armadura de Temperatura y Retracción del fraguado.....	85

3.1.5	DISEÑO DE NUDO	86
3.1.6	COMPROBACIÓN DE COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL	92
3.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO.....	95
3.2.1	DISEÑO DE PERFILES PARA COLUMNAS.....	95
3.2.1.1.	PERFILES CAJÓN.....	96
3.2.2	DISEÑO DE PEDESTALES	98
3.2.3	DISEÑO DE PLACAS – BASES DE COLUMNA	99
3.2.4	DISEÑO DE PERFILES PARA VIGAS.....	101
3.2.5	DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS	104
4	RESULTADOS.....	105
5	CONCLUSIONES.	108
6	RECOMENDACIONES	109
7	LISTA DE REFERENCIAS	110
8	ANEXOS	111

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. <i>Niveles de Planta.</i>	6
Tabla 1.2. <i>Característica de losa en diseño de hormigón armado.</i>	7
Tabla 1.3. <i>Característica de losa en diseño de acero.</i>	8
Tabla 1.4. <i>Cargas de gravedad en techo.</i>	9
Tabla 1.5. <i>Carga de gravedad en Patio.</i>	9
Tabla 1.6. <i>Carga de gravedad de vivienda</i>	10
Tabla 1.7. <i>Valores factor Z</i>	11
Tabla 1.8. <i>Factor de importancia I.</i>	12
Tabla 1.9. <i>Coficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa).</i>	12
Tabla 1.10. <i>Coficiente de desplazamiento de diseño en roca (Fd).</i>	13
Tabla 1.11. <i>Coficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs).</i>	13
Tabla 1.12. <i>Factor de reducción R.</i>	14
Tabla 1.13. <i>Tipos de estructuras.</i>	17
Tabla 1.14. <i>Períodos de vibración.</i>	17
Tabla 1.15. <i>Períodos de vibración de la estructura</i>	18
Tabla 2.1 <i>Factores de comportamiento e irregularidades.</i>	20
Tabla 2.2 <i>Cortante basal estático.</i>	20
Tabla 2.3 <i>Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.</i>	20
Tabla 2.4. <i>Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.</i>	20
Tabla 2.5. <i>Cálculo de coeficientes de amplificación.</i>	21
Tabla 2.6. <i>Cortantes Dinámicos Amplificados.</i>	23
Tabla 2.7. <i>Secciones definitivas.</i>	23
Tabla 2.8. <i>Modos de Vibración.</i>	24
Tabla 2.9. <i>Derivas Elásticas del Edificio.</i>	25
Tabla 2.10. <i>Derivas en X.</i>	25
Tabla 2.11. <i>Derivas en Y.</i>	25
Tabla 2.12. <i>Factores de comportamiento e irregularidades.</i>	26
Tabla 2.13. <i>Cortante basal estático.</i>	26
Tabla 2.14. <i>Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.</i>	26
Tabla 2.15. <i>Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.</i>	27
Tabla 2.16. <i>Cálculo de coeficientes de amplificación.</i>	27

Tabla 2.17. <i>Cortantes Dinámicos Amplificados.</i>	29
Tabla 2.18. <i>Perfiles definitivos.</i>	29
Tabla 2.19. <i>Modos de Vibración.</i>	30
Tabla 2.20. <i>Derivas Elásticas del Edificio.</i>	31
Tabla 2.21. <i>Derivas en X.</i>	31
Tabla 2.22. <i>Derivas en Y.</i>	31
Tabla 3.1. <i>Geometría y dimensiones de la columna.</i>	32
Tabla 3.2. <i>Característica de los materiales-Columnas.</i>	33
Tabla 3.3. <i>Datos de diseño a corte. Columna 40x60cm.</i>	35
Tabla 3.4. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x60cm.</i>	37
Tabla 3.5. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x60cm.</i>	37
Tabla 3.6. <i>Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante en columnas.</i>	38
Tabla 3.7. <i>Geometría y dimensiones de la Columna 40x45. (Axial Mayor)</i>	39
Tabla 3.8. <i>Datos de diseño a corte. Columna 40x45cm (Axial Mayor).</i>	40
Tabla 3.9. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Mayor.</i> 41	
Tabla 3.10. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Mayor</i>	42
Tabla 3.11. <i>Geometría y dimensiones de la Columna 40x45. (Axial Menor).</i>	43
Tabla 3.12. <i>Datos de diseño a corte. Columna 40x45cm (Axial Menor).</i>	45
Tabla 3.13. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Menor.</i> 46	
Tabla 3.14. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Menor.</i>	46
Tabla 3.15. <i>Geometría y dimensiones de la viga 30x45cm.</i>	47
Tabla 3.16. <i>Características de los materiales-Vigas.</i>	48
Tabla 3.17. <i>Datos de diseño a corte. Viga 30x45cm.</i>	50
Tabla 3.18. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga 30x45cm.</i>	52
Tabla 3.19. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga 30x45cm</i>	52
Tabla 3.20. <i>Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante en vigas.</i>	52
Tabla 3.21. <i>Geometría y dimensiones de la viga 30x40cm.</i>	53
Tabla 3.22. <i>Datos de diseño a corte. Viga 30x40cm.</i>	55
Tabla 3.23. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga 30x40cm.</i>	56

Tabla 3.24. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga 30x40cm.</i>	56
Tabla 3.25. <i>Geometría y dimensiones de la viga de grada.</i>	57
Tabla 3.26. <i>Datos de diseño a corte. Viga de grada.</i>	59
Tabla 3.27. <i>Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga de grada.</i>	60
Tabla 3.28. <i>Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga de grada.</i>	60
Tabla 3.29. <i>Datos de diseño para la zapata 1.</i>	61
Tabla 3.30. <i>Dimensiones de la zapata 1.</i>	62
Tabla 3.31. <i>Alturas de corte Zapata 1.</i>	62
Tabla 3.32. <i>Esfuerzos a corte tipo viga Zapata 1.</i>	64
Tabla 3.33. <i>Esfuerzos a corte tipo punzonamiento Zapata 1.</i>	66
Tabla 3.34. <i>Armado Final de la zapata 1.</i>	67
Tabla 3.35. <i>Datos de diseño para la zapata 2.</i>	67
Tabla 3.36. <i>Dimensiones de la zapata 2.</i>	68
Tabla 3.37. <i>Alturas de corte Zapata 2.</i>	68
Tabla 3.38. <i>Esfuerzos a corte tipo viga Zapata 2.</i>	70
Tabla 3.39. <i>Esfuerzos a corte tipo punzonamiento Zapata 2.</i>	70
Tabla 3.40. <i>Armado Final de la zapata 2</i>	71
Tabla 3.41. <i>Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.</i>	76
Tabla 3.42. <i>Peralte de la losa.</i>	76
Tabla 3.43. <i>Cargas de losa.</i>	77
Tabla 3.44. <i>Modelos utilizados en el diseño de Paños.</i>	78
Tabla 3.45. <i>Momentos últimos para losa de nivel N+3.24 y N+6.48.</i>	79
Tabla 3.46. <i>Momentos últimos para la losa de nivel N+9.72</i>	79
Tabla 3.47. <i>Acero requerido para la losa de nivel N+3.24 y N+6.48 para cada eje.</i>	80
Tabla 3.48. <i>Acero requerido para la losa de nivel N+9.72 para cada eje.</i>	81
Tabla 3.49. <i>Acero constructivo requerido para la losa de nivel N+3.24 y N+6.48 para cada eje.</i>	82
Tabla 3.50. <i>Acero constructivo requerido para la losa de nivel N+9.72 para cada eje.</i>	83
Tabla 3.51. <i>Verificación del Cortante de Losa Nivel: N+3.24, N+6.48.</i>	84
Tabla 3.52. <i>Verificación del Cortante de Losa Nivel: N+9.72.</i>	84
Tabla 3.53. <i>Acero mínimo requerido por metro de ancho de losa en cada dirección.</i> ...	85
Tabla 3.54. <i>Máximo espaciamiento entre alambres de malla.</i>	85

Tabla 3.55. <i>Dimensiones de vigas y columnas del nudo</i>	87
Tabla 3.56. <i>Ancho efectivo del nudo</i>	88
Tabla 3.57. <i>Continuidad en la columna</i>	88
Tabla 3.58. <i>Continuidad en la viga</i>	89
Tabla 3.59. <i>Av. min requerido</i>	90
Tabla 3.60. <i>Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante</i>	90
Tabla 3.61. <i>Acero mínimo transversal y longitudinal en las vigas del nudo</i>	91
Tabla 3.62. <i>Confinamiento del nudo en cada dirección</i>	91
Tabla 3.63. <i>Resistencia nominal del nudo a cortante</i>	92
Tabla 3.64. <i>Resistencia del nudo a corte</i>	92
Tabla 3.65. <i>Columna Fuerte - Viga Débil</i>	95
Tabla 3.66. <i>Diseño de Perfiles de Columna</i>	97
Tabla 3.67. <i>Armado longitudinal de Pedestales</i>	98
Tabla 3.68. <i>Dimensiones de los pernos de anclaje</i>	100
Tabla 3.69. <i>Diseño de Placas base</i>	101
Tabla 3.70. <i>Diseño de Perfiles de Viga</i>	104
Tabla 3.71. <i>Diseño de Zapatas</i>	104

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Espectro de diseño NEC-SE-DS.....	15
Figura 1.2. Espectro de diseño.....	15
Figura 2.1 Combinaciones de carga.....	19
Figura 2.2. Cortante Basal en X.....	22
Figura 2.3 Cortante Basal en Y.....	22
Figura 2.4. Cortante Basal en X.....	28
Figura 2.5. Cortante Basal en Y.....	28
Figura 3.1. Curva de Interacción de Columna 40x60.....	33
Figura 3.2. Acero Longitudinal Columna 40x60cm.....	34
Figura 3.3. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x60cm.....	38
Figura 3.4. Curva de Interacción de Columna 40x45cm (Axial Mayor).....	39
Figura 3.5. Acero Longitudinal Columna 40x45cm (Axial Mayor).....	40
Figura 3.6. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x45cm. Axial Mayor.....	42
Figura 3.7. Curva de Interacción de Columna 40x45cm (Axial Menor).....	43
Figura 3.8. Acero Longitudinal Columna 40x45cm (Axial Menor).....	44
Figura 3.9. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x45cm. Axial Menor.....	47
Figura 3.10. Armado longitudinal. Viga 30x45cm.....	50
Figura 3.11 Ubicación y separación de estribos en la viga 30x45cm.....	53
Figura 3.12. Armado longitudinal. Viga 30x40cm.....	54
Figura 3.13 Ubicación y separación de estribos en la viga 30x40cm.....	57
Figura 3.14 Armado longitudinal. Viga de grada.....	59
Figura 3.15 Ubicación y separación de estribos en la viga de grada.....	61
Figura 3.16 Detalle en elevación zapata 1.....	63
Figura 3.17 Secciones críticas a corte zapata 1.....	63
Figura 3.18. Secciones críticas por flexión zapata 1.....	66
Figura 3.19. Detalle en elevación zapata 2.....	69
Figura 3.20. Secciones críticas a corte zapata 2.....	69
Figura 3.21. Secciones críticas por flexión zapata 2.....	71
Figura 3.22. Armado longitudinal de las zapatas 1 y 2.....	72
Figura 3.23. Losas de Nivel N+3.24 y N+6.48.....	73
Figura 3.24. Losas de Nivel N+9.72.....	73

Figura 3.25. Dimensiones de la losa alivianada.....	74
Figura 3.26. Sección real y equivalente.	74
Figura 3.27. Paño analizado en condición más desfavorable.....	75
Figura 3.28. Vista 2D de nudo.	86
Figura 3.29. Vista 3D de nudo.	86
Figura 3.30. Área efectiva del nudo.	87
Figura 3.31. Momento resistente nominal de la columna inferior al nudo.	94
Figura 3.32. Momento resistente nominal de la columna superior al nudo.	94
Figura 4.1 Precio de Elementos Estructurales.....	106
Figura 4.2 Presupuestos	106

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Período de Vibración.....	16
Ecuación 2. Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.	35
Ecuación 3. Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.	35
Ecuación 4. Resistencia de hormigón a corte en columnas.	36
Ecuación 5. Resistencia del acero a corte.	36
Ecuación 6. Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal.....	48
Ecuación 7. Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal.....	48
Ecuación 8. Acero máximo requerido para refuerzo longitudinal.....	48
Ecuación 9. Área de acero longitudinal.	49
Ecuación 10. Resistencia de hormigón a corte en vigas.	51
Ecuación 11. Resistencia del acero a corte.	51
Ecuación 12. Esfuerzo generado en la sección crítica a corte.....	64
Ecuación 13. Resistencia nominal del hormigón a corte.	64
Ecuación 14. Esfuerzo resistente 1 a corte del hormigón.	65
Ecuación 15. Esfuerzo resistente 2 a corte del hormigón.	65
Ecuación 16. Esfuerzo resistente 3 a corte del hormigón.	65
Ecuación 17. Esfuerzo de corte.....	85
Ecuación 18. Esbeltez en Columnas.	96
Ecuación 19. Valor de F_{cr}	96
Ecuación 20. Valor de F_{cr}	97
Ecuación 21. Esfuerzo efectivo.....	97
Ecuación 22. Carga a Compresión.....	98
Ecuación 23. Dimensiones de Placa Base.....	99
Ecuación 24. Esfuerzos de compresión y tracción.....	99
Ecuación 25. Espesor mínimo de la placa base.....	99
Ecuación 26. Fuerza de Tracción sobre la placa.	100
Ecuación 27. Longitud de arriostamiento.....	101
Ecuación 28. Momento nominal caso (a).....	102
Ecuación 29. Momento nominal caso (b).	102
Ecuación 30. Momento nominal caso (c).....	102
Ecuación 31. Resistencia nominal a corte.....	103

INDICE DE ANEXOS

8.1	Análisis Sísmico en Hormigón Armado	111
8.2	Análisis Sísmico en Acero	111
8.3	Anexo Hormigón Armado (Diseño de Columnas).....	111
8.4	Anexo Hormigón Armado (Diseño de Vigas)	111
8.5	Anexo Hormigón Armado (Diseño de Zapatas Aisladas).....	111
8.6	Anexo Hormigón Armado (Diseño de Losas Alivianadas)	111
8.7	Anexo Hormigón Armado (Diseño de Nudo).....	111
8.8	Anexo Hormigón Armado (Comprobación Columna Fuerte – Viga Débil).....	111
8.9	Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Columna y Pedestales)	111
8.10	Anexo Acero (Diseño de Placas – Bases de Columna).....	111
8.11	Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Viga).....	111
8.12	Anexo Acero (Diseño de Viga de cimentación)	111
8.13	Anexo Acero (Diseño de Zapatas Aisladas)	111
8.14	Presupuesto en Hormigón Armado	111
8.15	Presupuesto en Acero.....	111
8.16	Planos Estructurales	111

INTRODUCCION.

A lo largo del tiempo, en el área de diseño y construcción se han ido llevando a cabo proyectos de edificaciones con distintos tipos de materiales, siendo los considerados: hormigón y acero. Hasta la actualidad, se siguen generando dudas con respecto a qué tipo de material es más accesible en la construcción, en cuanto al tema de costos. Pues, en el ámbito del rendimiento ambos materiales son eficientes si se diseñan de la manera correcta.

Esta incertidumbre se genera por la fluctuación de los precios que existen en los materiales analizados. Una variación considerable de los costos de las materias primas se hizo notoria a mediados del 2020, siendo la pandemia el factor determinante. Esto trajo consigo que los países importadores (acero principalmente) se encontraran restringidos lo cual imposibilitaba la recuperación de las cadenas de suministro mundial (ANCI, 2021).

En la actualidad, los conflictos geopolíticos (guerras) que se están presentando entre potencias mundiales es otro factor que agudiza el incremento de precios sobre en todo en materiales de construcción, siendo el acero uno de los más afectados. A esto se suma la imposibilidad de su fabricación y suministro a nivel mundial, lo conlleva al descenso del consumo del acero en América Latina. Razón por la cual, en los países en vías de desarrollo se promueve aún más las construcciones en hormigón, que es un material que no ha sido afectado significativamente en el alza de precios (Romero, 2022).

La finalidad de este proyecto es realizar un análisis comparativo de costos de un diseño estructural en hormigón y acero para una edificación, en base a una arquitectura modelo. Con lo cual se busca determinar cuál de los dos materiales es el más beneficioso económicamente.

Además, con estudios de este tipo, se puede realizar una aportación al conocimiento del estado actual de los precios, en virtud del tipo de edificación que se pretenda construir. Dado que, el material que se va a utilizar para determinado proyecto condiciona el presupuesto destinado para el mismo. Por lo que, realizar estos análisis se vuelve necesario para disponer de referencias en proyectos futuros.

El modelado estructural, consiste en analizar la estructura basándose en las normativas vigentes tanto nacionales como extranjeras. Este proceso se apoyará en un software de análisis lo cual permitirá tener resultados más exactos para un correcto diseño, garantizando el adecuado funcionamiento de la edificación.

Objetivos.

Objetivo general.

- Realizar un análisis comparativo de costos de un diseño estructural en hormigón y acero para una edificación de 3 plantas.

Objetivos específicos.

- Realizar el modelo y análisis estructural de la edificación en hormigón
- Realizar el modelo y análisis estructural de la edificación en acero.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación en hormigón.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación en acero.
- Realizar el presupuesto de la edificación con respecto a ambos diseños y determinar el más económico en base al tipo de material.

1 CAPÍTULO I: MARCO TEORICO REFERENCIAL.

1.1. ESTADO DEL ARTE.

A lo largo de la historia, el desarrollo de las técnicas constructivas ha guiado el camino de las obras ingenieriles, aunque cabe recalcar que esta evolución nace del conocimiento y experiencia transmitida por generaciones principalmente entre maestros constructores (Mique i Solé, 2018).

El diseño como tal también ha ido progresando y se ha caracterizado fundamentalmente dentro de las obras civiles por su capacidad de mejorar la economía y eficiencia, dándose así la aparición de nuevos materiales como el acero y posteriormente el hormigón (Fontana, 2012).

Ahora bien, el diseño estructural de edificios con el paso del tiempo ha evolucionado con el fin de hallar métodos de cálculo más exactos para las diferentes solicitaciones. Los inicios de las construcciones de tipo edificaciones se dirigen a principios del siglo XIX, con el uso de piedras principalmente. Los diseños de aquellos años no tenían un análisis estructural desarrollado ni conocido como ahora sino más bien se basaban en ramas como la geometría para el control de la resistencia de estructuras en cuanto a las formas que adoptaban (Sanchis, 2017). Además, las bases de la estática aportaron para su desarrollo, debido a que se fueron generando más complejidades en estos procesos por los innumerables cálculos que se realizaban para determinar el diseño, lo que llevó al desarrollo de métodos que faciliten la utilización.

Durante el desarrollo del diseño estructural se pasó de un estudio para entender los esfuerzos resistentes en los materiales y desarrollar estructuras pequeñas, hasta un estudio más exacto en donde no se centraba la atención al comportamiento de la estructura en

conjunto solamente, sino se hacía un cálculo infinitesimal para obtener la respuesta de la estructura en cada uno de sus puntos (Sanchis, 2017).

Conjuntamente, las tipologías arquitectónicas fueron evolucionando y a su vez se generaron nuevas, con lo que se consigue una optimización en construcciones con lo referente a: comportamiento estructural, uso de materiales, modos de producción, métodos de puesta en obra, etc. Lo que lleva a la construcción de edificaciones cada vez más complejas. La misma evolución sucede con los sistemas de pórticos que antes se consideraban para garantizar estabilidad y durabilidad en los edificios y ahora sus diseños también se enfocan en la optimización constructiva, ahorrando energía y materiales. (Fontana, 2012).

El desarrollo de las construcciones va de la mano con la implementación de normativas que presentan los requerimientos y metodologías que deberán ser aplicados al prediseño (cargas a gravedad) y al diseño sísmico. En el caso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), sus requerimientos han sido complementados con normativas extranjeras reconocidas como el ACI (American Concrete Institution).

A lo largo del tiempo, las normativas han actualizado sus criterios de construcción y diseño, debido principalmente a dos factores: la complejidad de las nuevas edificaciones y fallos debidos a la aparición de condiciones adversas que han afectado la integridad de las estructuras, las cuales no estaban contempladas en las normas.

Con lo cual, las normativas se han vuelto cada vez más rigurosas para prevenir posibles fallos en construcciones futuras, puesto que se cuenta con una base de datos histórica que permite considerar los errores constructivos o de diseño que se han generado anteriormente. Aunque, se ha podido evidenciar que, en muchos casos, los problemas

generados en las edificaciones se deben al no cumplimiento de las normativas, un claro ejemplo de esta situación tuvo lugar en Manabí-Ecuador en el año 2016.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.

El proyecto consiste en una edificación de 3 plantas destinadas a uso de vivienda. En donde la planta baja y las dos plantas altas constan de dos departamentos cada una y se cuenta con una terraza destinada para uso común.

A continuación, se especificarán las alturas de cada planta en la siguiente tabla:

Tabla 1.1.

Niveles de Planta.

PLANTA	ALTURA (m)
Baja	0
Alta 1	3.24
Alta 2	6.48
Terraza	9.72

Fuente: Elaboración Propia.

El sistema estructural escogido consiste de elementos horizontales y verticales los cuales conforman pórticos. En base a la normativa nacional, el tipo de estructura escogida para el diseño será el de pórticos especiales en hormigón armado y estructura de acero.

En el proyecto, el diseño estructural estará enfocado en vigas, columnas, losas y cimentaciones en hormigón armado, así como también en la perfilería, conexiones y bases de columnas para el caso del acero.

La finalidad del proyecto se basa en el correcto diseño de elementos estructurales para que cumplan con los criterios de resistencia (solicitaciones definidas) y serviciabilidad (deflexiones y vibraciones).

1.3.PARAMETROS Y ELEMENTOS UTILIZADOS PARA ESTIMACIONES DE CARGAS GRAVITATORIAS.

Las siguientes subsecciones estarán enfocadas tanto para el diseño en hormigón armado como en acero, haciendo las respectivas diferenciaciones en caso de ser necesario.

1.3.1 ELEMENTOS Y MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS.

En el caso de hormigón armado, las columnas, vigas, losas y cimentaciones tienen una resistencia especificada ($f'c$) de 240 kg/cm². Además, se utiliza un acero de refuerzo cuyo límite de fluencia (f_y) estimado será de 4200 kg/cm².

En el caso del acero, los elementos que conforman el pórtico resistente a momento (columnas y vigas), además de las placas-base de columna son de acero ASTM A36/A36M. Por otro lado, para las cimentaciones, vigas de cimentación, losas y pedestales se considera un hormigón con una resistencia especificada ($f'c$) de 240 kg/cm² y para las losas de entrepiso/cubierta también se utiliza una placa colaborante $e=0.65$ mm.

1.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA (HORMIGÓN ARMADO)

Para los entrepiso y cubierta se utiliza una losa alivianada de las siguientes características, con la respectiva malla electrosoldada ARMEX R-84 por esfuerzos de temperatura y retracción del fraguado.

Tabla 1.2.

Característica de losa en diseño de hormigón armado.

Losa Alivianada $e=25$ cm: Análisis por metro cuadrado m ²		
Característica	Peso Unitario	Unidad
Casetón de Espuma Flex	0.3	kg
Casetones de Espuma Flex (4 unidades x m ²)	1.2	Kg/m ²
Se consideran casetones de 40x40x20cm y una chapa de losa de 5cm, que tiene una resistencia de 240 kgf/cm ²		

Fuente: Elaboración Propia.

Para el contrapiso se utiliza una losa maciza de 7cm de espesor con la respectiva malla electrosoldada ARMEX R-126 por esfuerzos de temperatura y retracción del fraguado.

1.3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA (ACERO)

Para los entrepiso y cubierta se utiliza una losa (placa colaborante + chapa de hormigón) de las siguientes características, con la respectiva malla electrosoldada ARMEX R-84 por esfuerzos de temperatura y retracción del fraguado.

Tabla 1.3.

Característica de losa en diseño de acero.

Losa: Placa colaborante		
Características	Peso Unitario	Unidad
Chapa de Hormigón (240kgf/cm ²) e=6cm	204	kg/m ²
Placa Colaborante (Novalosa 55 e=0.65mm)	6.38	kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia.

En este diseño, la losa de contrapiso tiene las mismas características que la del diseño en hormigón armado.

1.3.4 CARGAS MUERTAS Y SOBRECARGAS POR GRAVEDAD.

Para la estimación de las cargas gravitatorias se considerarán dos formas de análisis tanto para el peso distribuido en las losas como también en las vigas. Para el primer análisis, se estimarán las cargas de las paredes internas de la edificación por metro cuadrado, distribuyendo el peso en toda el área (kg/m²). Para el segundo análisis se tomarán en cuenta las paredes externas, cuyo peso se distribuirá en las vigas, obteniendo así las cargas por metro lineal (kg/m).

También, para el diseño se han considerado, además de las cargas muertas por peso de paredes, otro tipo de características, cuyo peso es de vital importancia al momento de analizar el comportamiento estructural. Así mismo, según lo establecido en la NEC-SE-

DS, se han considerado las cargas vivas especificadas según el tipo de uso que la estructura disponga. A continuación, se muestran las cargas típicas de la losa en cada planta:

Tabla 1.4

Cargas de gravedad en techo.

Piso Típico (Techo)			
	Características	H°A Unidad Kg/m2	Acero Unidad Kg/m2
Carga Muerta	Losa Alivianada 25cm (Chapa de 5cm) / Losa (Placa colaborante + chapa de hormigón)	294	210.4
	Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	20	20
	Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10	10
	Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22	22
	Paredes Interiores	0	0
	Empastado (Yeso)	0	0
	Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	20	20
	Total	366	282.4
	Características	Unidad Kg/m2	Unidad Kg/m2
CV	Cubierta destinada para areas de paseo	300	300
	Total	300	300
	Total	666	582.4

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 1.5.

Carga de gravedad en Patio.

Piso Típico (Patio)			
	Características	H°A Unidad Kg/m2	Acero Unidad Kg/m2
Carga Muerta	Losa Alivianada 25cm (Chapa de 5cm) / Losa (Placa colaborante + chapa de hormigón)	294	210.4
	Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	0	0
	Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10	10
	Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22	22
	Paredes Interiores	0	0
	Empastado (Yeso)	0	0
	Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	0	0
	Total	326	242.4
	Características	Unidad Kg/m2	Unidad Kg/m2
CV	Patio	480	480
	Total	480	480
	Total	806	722.4

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 1.6.

Carga de gravedad de vivienda

Piso Típico (PA1 y PA2)			
	Características	H°A Unidad Kg/m2	Acero Unidad Kg/m2
Carga Muerta	Losa Alivianada 25cm (Chapa de 5cm) / Losa (Placa colaborante + chapa de hormigón)	294	210.4
	Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	20	20
	Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10	10
	Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22	22
	Paredes Interiores	301.419	301.4
	Empastado (Yeso)	20	20
	Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	20	20
	Total	687.419	603.8
	Características	Unidad Kg/m2	Unidad Kg/m2
CV	Vivienda	200	200
	Total	200	200
	Total	887.419	803.8

Fuente: Elaboración Propia.

1.4. PARAMETROS UTILIZADOS PARA ESTIMACIONES DE CARGAS SISMICAS.

Las siguientes subsecciones estarán enfocadas tanto para el diseño en hormigón armado como en acero, haciendo las respectivas diferenciaciones en caso de ser necesario.

Se conoce que el comportamiento de una edificación frente a las sollicitaciones sísmicas del suelo presenta varias características fundamentales para cada uno de los pisos en específico, entre ellas se encuentran: las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de los elementos estructurales.

Los parámetros utilizados para las bases del diseño y análisis de la estructura en cuestión fueron obtenidos de la NEC-SE-DS Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente.

1.4.1 GEOLOGÍA Y ZONIFICACIÓN SÍMICA (FACTOR Z).

La edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador, para la cual, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, su factor Z corresponde al valor de 0.25, debido a que se encuentra en una zona sísmica de tipo II y con una caracterización de peligro sísmico Alta.

Tabla 1.7.

Valores factor Z

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

Fuente: NEC-SE-DS.

Dentro de los seis tipos de perfiles de suelo definido en la NEC, el escogido correspondiente a la ubicación del proyecto es el tipo C, perteneciente a tipos de suelo muy densos o roca blanda.

1.4.2 FACTORES DE IMPORTANCIA.

La estructura entra dentro de una de las categorías evidenciadas en la tabla 7. De esta forma le corresponderá un factor de importancia I con el propósito de incrementar la demanda sísmica de diseño, debido a que se requiere reducir los daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño, manteniendo así su operatividad.

Tabla 1.8.

Factor de importancia I.

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

Fuente: NEC-SE-DS.**Coefficientes del Perfil del Suelo:**

Fa: Basándose en los datos anteriores enfocados en el perfil del suelo y zonificación, el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa) tomará el valor de 1.3, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.9.

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa).

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
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS.

Fd: Basándose en los datos anteriores enfocados en el perfil del suelo y zonificación, el coeficiente de desplazamiento de diseño en roca (F_d) tomará el valor de 1.28, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.10.

Coeficiente de desplazamiento de diseño en roca (F_d).

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

Fuente: NEC-SE-DS.

Fs: Basándose en los datos anteriores enfocados en el perfil del suelo y zonificación, el coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s) tomará el valor de 0.94, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.11.

Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s).

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

Fuente: NEC-SE-DS.

Valor de amplificación espectral:

Además, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca (10% de probabilidad de excedencia en 50 años), se establecieron los valores de la relación de amplificación espectral η , los cuales dependen de la región del Ecuador en donde se esté ubicado:

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

Factor de reducción sísmico (R):

Se toma el valor de R igual a 8 considerando que la estructura está conformada por pórticos resistentes a momentos.

Tabla 1.12.

Factor de reducción R.

Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8

Fuente: NEC-SE-DS.

1.5. ESPECTRO DE DISEÑO.

Según la NEC-SE-DS el espectro de diseño establecido se muestra en la Figura 1.1:

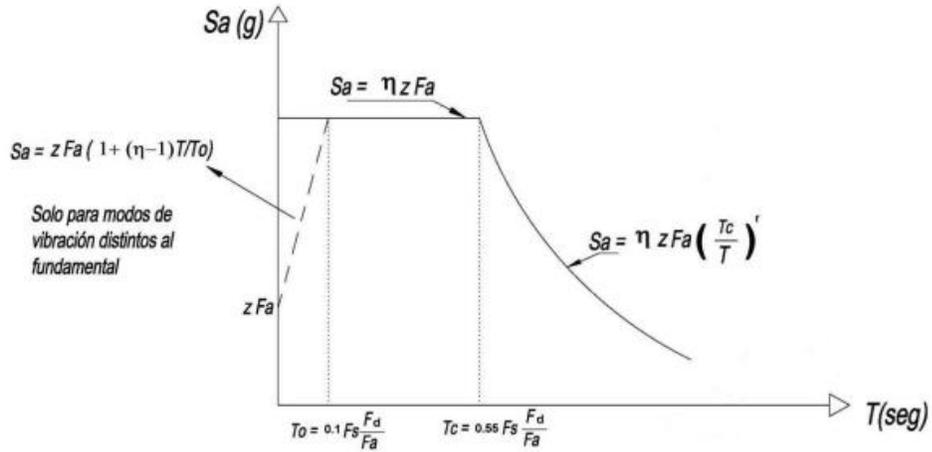


Figura 1.1. Espectro de diseño NEC-SE-DS.

Fuente: NEC-SE-DS.

Para este proyecto se va a trabajar mediante un análisis estático y a partir de los parámetros sísmicos anteriormente identificados se obtuvo el siguiente espectro de respuesta mostrado en la Figura 1.2. Para la estructura en hormigón armado se utiliza un factor de reducción $R=8$ y para la estructura en acero se utiliza un factor de reducción $R=6$.



Figura 1.2. Espectro de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

En el espectro sísmico elástico de aceleraciones se tienen los siguientes períodos límites de vibración:

- T_o : 0.09255385
- T_c : 0.50904615

1.6. PERÍODOS DE VIBRACIÓN.

El período de vibración que se utiliza para el análisis sísmico no necesariamente es el calculado en el análisis modal. Además, la normativa limita el valor del período de vibración obteniendo un cortante basal en concordancia con investigaciones de campo.

El período de vibración aproximado de la estructura T , será definido por el método descrito a continuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 1. Período de Vibración.}$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T : Período de vibración.

Tabla 1.13.

Tipos de estructuras.

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

Fuente: NEC-SE-DS.

Mediante el análisis modal también se puede obtener el valor del período de vibración, pero este valor no debe ser mayor en un 30% al valor obtenido en el método aplicado. La normativa impone este rango debido a que un elevado período de vibración indica una menor aceleración espectral ($Ta2 = 1.3 * Ta1$). En la Tabla 1.14 se muestran los periodos para cada tipo de edificación.

Tabla 1.14.

Períodos de vibración.

Períodos	Estructura	
	H°A	Acero
Ta1	0.4258556	0.4440844
Ta2	0.55361224	0.57730971

Fuente: Elaboración propia.

Cabe recalcar que para el presente proyecto se van a utilizar los periodos de vibración de la estructura correspondiente a cada eje.

Tabla 1.15.

Períodos de vibración de la estructura

Período	Estructura	
	H°A	Acero
T _x (seg)	0.753	0.555
T _y (seg)	0.661	0.52

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2 CAPITULO II: ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1.COMBINACIONES DE CARGA

En la figura 2.1, se presentan las combinaciones de carga que se utilizan para ambos diseños en base a la normativa nacional para el análisis de serviciabilidad y resistencia.

A continuación, se presentan las simbologías respectivas para cada tipo de carga:

- D = Carga Muerta
- L = Carga Viva
- L_r = Carga Viva de techo
- E = Carga sísmica

Cabe recalcar que no se han considerado las cargas de viento (W) y de nieve (S). Para la carga sísmica (E) se utiliza un espectro de respuesta para realizar un análisis en cada eje.

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Figura 2.1 Combinaciones de carga.

Fuente: NEC-SE-CG (Cargas No Sísmicas).

2.2. ANALISIS ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.

Para dar inicio al análisis estructural, se realizó el prediseño de cada una de las secciones de los elementos estructurales, considerando de manera general las cargas a compresión y flexión que actúan sobre cada uno de estos. Conforme se avanzó con el proceso de análisis se fueron determinando las secciones definitivas para poder cumplir con los criterios detallados en el presente capítulo (cortantes, derivas, entre otros) y de esta forma realizar el diseño estructural.

2.2.1 CORTANTE BASAL.

Tabla 2.1

Factores de comportamiento e irregularidades.

Parámetros	
ΦP	0.9
ΦE	0.9
R	8
I	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.2

Cortante basal estático.

CORTANTES BASALES			
CORTANTE BASAL EN X		CORTANTE BASAL EN Y	
Sa (Tx)	0.5448754	Sa (Ty)	0.6207129
W	549101.1495	W	549101.15
V	46172	V	52598
k	1.1265	k	1.0805
Coef. Sísmico	0.084085715	Coef. Sísmico	0.09578902

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.3

Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.

Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	52801.539	39151.74	10927.2	1413.72	104294.199	3.24	104294.199	9.72	1351656.074	15702.28
Story2	Bottom	166451.202	96850.68	50429.28	4241.16	317972.3224	3.24	213678.1234	6.48	1753877.695	20374.91
Story1	Bottom	296151.89	155949.3	89931.36	7068.6	549101.1495	3.24	231128.8271	3.24	868926.554	10094.38
										3974460.324	46172

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.4.

Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.

Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	52801.539	39151.74	10927.2	1413.72	104294.199	3.24	104294.199	9.72	1217400.714	17543.21
Story2	Bottom	166451.202	96850.68	50429.28	4241.16	317972.3224	3.24	213678.1234	6.48	1609410.590	23192.22
Story1	Bottom	296151.889	155949.3	89931.36	7068.6	549101.1495	3.24	231128.8271	3.24	823186.044	11862.43
										3649997.349	52598

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2 COMPARACION CORTANTE BASAL ESTATICO Y DINAMICO

Según la NEC-SE-DS, para el ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, el valor del cortante dinámico total no de ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Por cuestión de seguridad el valor del cortante dinámico se proyectó al 90% del cortante basal estático como se puede observar en la Tabla 2.5:

Tabla 2.5.

Cálculo de coeficientes de amplificación.

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estático	46172	Cortante Estático	52598
Cortante Estático (90%)	41554.406	Cortante Estático (90%)	47338.076
Cortante Dinámico	29904.88	Cortante Dinámico	34104.15
Coef. Amplificación	1.389552687	Coef. Amplificación	1.38804444

Fuente: Elaboración propia.

2.2.3 CUMPLIMIENTO CORTANTE BASAL.

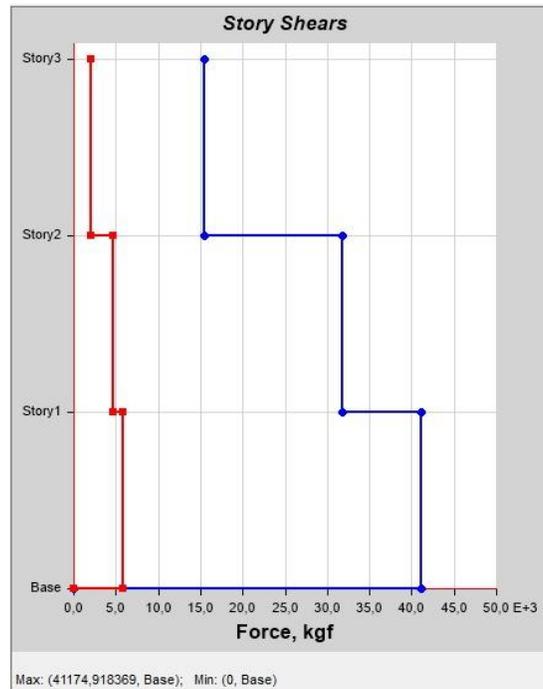


Figura 2.2. Cortante Basal en X.

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

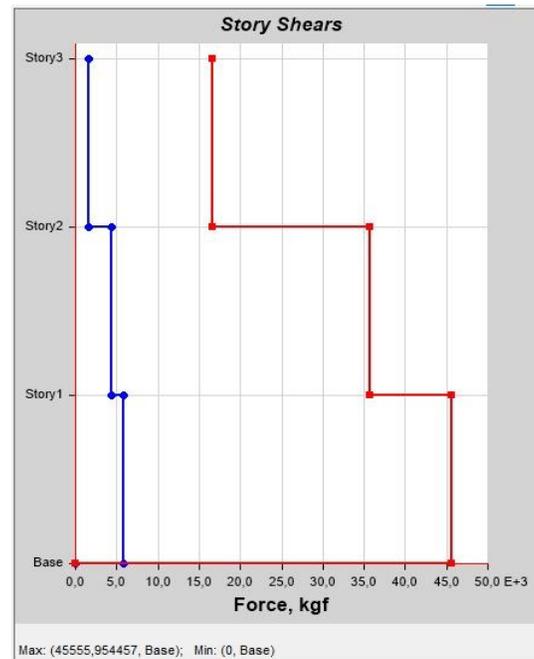


Figura 2.3 Cortante Basal en Y.

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Tabla 2.6.

Cortantes Dinámicos Amplificados.

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estático	46172	Cortante Estático	52598
Cortante Estático (90%)	41554.41	Cortante Estático (90%)	47338.08
Cortante Dinámico	41554.39	Cortante Dinámico	47338.07
CUMPLE		CUMPLE	

Fuente: Elaboración Propia

2.2.4 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO.

Tabla 2.7.

Secciones definitivas.

Elemento	Sección (cm)
Sección Vigas Eje X	30X40
Sección Vigas Eje Y	30x45
Sección de Columnas	40x45
Sección de Columnas (torsion)	40x60
Sección Vigas de grada	25x30
Sección Vigas de volado 1	25x25
Sección Vigas de volado 2	30x30

Fuente: Elaboración propia

2.2.5 COMPROBACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN Y PARTICIPACIÓN MODAL EN HORMIGÓN ARMADO.

Tabla 2.8.

Modos de Vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.753	0.7573	0.0036	0.7573	0.0036	0.0642	0.0642
Modal	2	0.661	0.0204	0.7003	0.7777	0.7039	0.0846	0.1488
Modal	3	0.599	0.0444	0.103	0.8222	0.8068	0.6626	0.8114
Modal	4	0.237	0.132	0.0001	0.9542	0.807	0.0009	0.8123
Modal	5	0.212	0.0009	0.0849	0.955	0.8918	0.0471	0.8594
Modal	6	0.191	0.0004	0.058	0.9554	0.9499	0.0889	0.9483
Modal	7	0.132	0.044	0.0001	0.9994	0.9499	0.00002802	0.9483
Modal	8	0.118	0.0005	0.0285	0.9999	0.9785	0.0265	0.9748
Modal	9	0.099	0.0001	0.0215	1	1	0.0252	1

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

- El primer modo de vibración es traslacional en la dirección de “X” con un porcentaje del 75.73%, tiene un porcentaje del 0.36% en la dirección de “Y” y una rotación del 6.42% en la dirección de “Z”.
- El segundo modo de vibración es traslacional en la dirección de “Y” con un porcentaje del 70.03%, tiene un porcentaje del 2.04% en la dirección de “X” y una rotación del 8.46% en la dirección de “Z”.
- El tercer modo es el rotacional alrededor del eje “Z” ocupando un porcentaje del 66.26%.
- Se logra tomar el 90% de la respuesta, considerando hasta el modo de vibración 6.

2.2.6 DERIVAS ELÁSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

Tabla 2.9.

Derivas Elásticas del Edificio.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.019229	0.016891
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.013246	0.011269
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.005352	0.004418
Base	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0	0

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.2.7 CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN X.

Tabla 2.10.

Derivas en X.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Inelásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	H m	Derivas %	Verificación
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.115374	3.24	1.108	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.079476	3.24	1.462	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.032112	3.24	0.991	CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.2.8 CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN Y.

Tabla 2.11.

Derivas en Y.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY m	H m	Derivas %	Verificación
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.101346	3.24	1.041	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.067614	3.24	1.269	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.026508	3.24	0.818	CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.3. ANALISIS ESTRUCTURAL EN ACERO.

Para dar inicio al análisis estructural, se realizó el prediseño de las dimensiones de los perfiles estructurales, considerando de manera general las cargas a compresión y flexión

que actúan sobre cada uno de estos. Además, en base a la normativa ANSI/AISC 360-16 se determinó los espesores mínimos requerido para alas y almas en vigas y los espesores de las columnas.

Conforme se avanzó con el proceso de análisis se fueron determinando las dimensiones definitivas para poder cumplir con los criterios detallados en el presente capítulo (cortantes, derivas, entre otros) y de esta forma realizar el diseño estructural.

2.3.1 CORTANTE BASAL.

Tabla 2.12.

Factores de comportamiento e irregularidades.

Parámetros	
ΦP	0.9
ΦE	0.9
R	6
I	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.13.

Cortante basal estático.

CORTANTES BASALES			
CORTANTE BASAL EN X		CORTANTE BASAL EN Y	
Sa (Tx)	0.7392634	Sa (Ty)	0.78902154
W	401102.9612	W	401102.961
V	61012	V	65119
k	1.0275	k	1.01
Coef. Sísmico	0.152111816	Coef. Sísmico	0.16235011

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.14.

Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.

Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	40740.8596	12533.84026	10927.2	1413.72	65615.61986	3.24	65615.61986	9.72	678944.576	17583.43
Story2	Bottom	138613.31	31808.72252	50429.28	4241.16	225092.473	3.24	159476.8531	6.48	1087905.008	28174.76
Story1	Bottom	252536.78	51566.21618	89931.36	7068.6	401102.96	3.24	176010.4882	3.24	589011.190	15254.32
										2355860.774	61012

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.15.

Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.

Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	40740.8596	12533.84026	10927.2	1413.72	65615.61986	3.24	65615.61986	9.72	652454.399	18615.37
Story2	Bottom	138613.31	31808.72252	50429.28	4241.16	225092.473	3.24	159476.8531	6.48	1052903.122	30040.69
Story1	Bottom	252536.785	51566.21618	89931.36	7068.6	401102.9612	3.24	176010.4882	3.24	577017.530	16463.06
										2282375.051	65119

Fuente: Elaboración propia.

2.3.2 COMPARACION CORTANTE BASAL ESTATICO Y DINAMICO

Según la NEC-SE-DS, para el ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, el valor del cortante dinámico total no de ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Por cuestión de seguridad el valor del cortante dinámico se proyectó al 90% del cortante basal estático como se puede observar en la Tabla 2.16:

Tabla 2.16.

Cálculo de coeficientes de amplificación.

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estático	61012	Cortante Estático	65119
Cortante Estático (90%)	54911.25	Cortante Estático (90%)	58607.1992
Cortante Dinámico	38906.13	Cortante Dinámico	42185.14
Coef. Amplificación	1.41137784	Coef. Amplificación	1.3892854

Fuente: Elaboración propia.

2.3.3 CUMPLIMIENTO CORTANTE BASAL

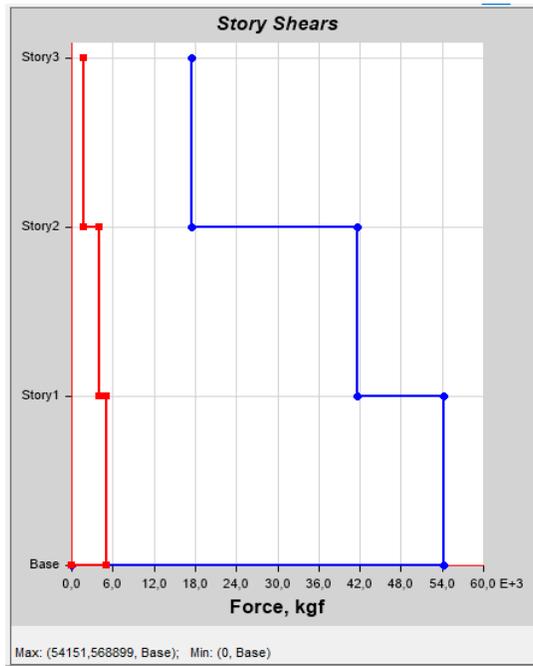


Figura 2.4. Cortante Basal en X.

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

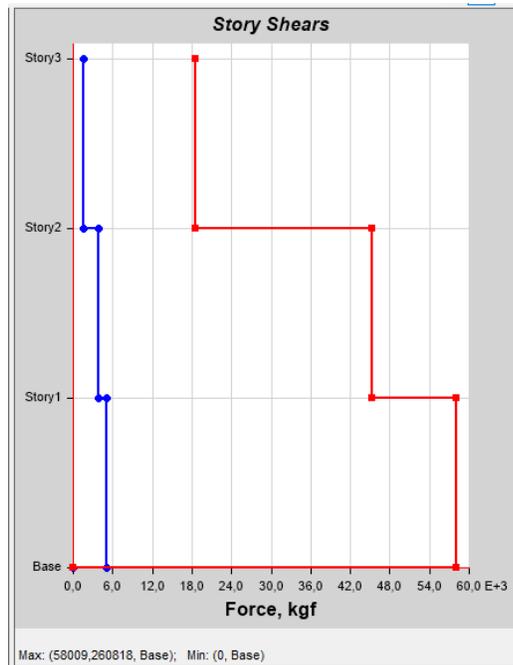


Figura 2.5. Cortante Basal en Y.

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Tabla 2.17.

Cortantes Dinámicos Amplificados.

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estatico	61012	Cortante Estatico	65119
Cortante Estatico (90%)	54911.25	Cortante Estatico (90%)	58607.2
Cortante Dinamico	54911.24	Cortante Dinamico	58607.19
CUMPLE		CUMPLE	

Fuente: Elaboración Propia

2.3.4 SECCIONES DE LOS PERFILES DE ACERO.

Tabla 2.18.

Perfiles definitivos.

Dimensiones de Columnas (Perfiles cajón contruidos)				
Columna	Base (b) mm	Altura (h) mm	Espesor del perfil (e)mm	
Tipo 1	300	300	20	
Tipo 2	300	600	22	
Tipo 3	400	400	20	
Dimensiones de Vigas/Viguetas (Perfiles I construidos)				
Viga/Vigueta	Base (b) mm	Altura (h) mm	Espesor alma (mm)	Espesor ala (mm)
X1	150	400	6	10
X2	200	400	6	12
Y1	150	400	8	10
Y2	150	450	8	10
Viga Borde 1	150	300	6	10
Viga Borde 2	150	250	6	10
Grada	150	300	6	10
Vigueta 1	150	250	6	10
Vigueta 2	60	120	6	10
Volado	100	200	6	10
Soporte	200	350	6	12

Fuente: Elaboración propia

2.3.5 COMPROBACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN Y PARTICIPACIÓN MODAL EN ACERO.

Tabla 2.19.

Modos de Vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.555	0.7211	0.0074	0.7211	0.0074	0.0896	0.0896
Modal	2	0.52	0.0144	0.7691	0.7355	0.7764	0.0094	0.099
Modal	3	0.471	0.0801	0.0128	0.8156	0.7892	0.7051	0.8041
Modal	4	0.172	0.0403	0.0571	0.8559	0.8464	0.0407	0.8447
Modal	5	0.169	0.1005	0.0263	0.9564	0.8726	0.0144	0.8591
Modal	6	0.134	0.0003	0.0765	0.9567	0.9491	0.0915	0.9506
Modal	7	0.097	0.0006	0.0243	0.9572	0.9734	0.0246	0.9751
Modal	8	0.094	0.0427	0.0006	1	0.974	0.0006	0.9757
Modal	9	0.067	7.26E-06	0.026	1	1	0.0243	1

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

- El primer modo de vibración es traslacional en la dirección de “X” con un porcentaje del 72.11%, tiene un porcentaje del 0.74% en la dirección de “Y” y una rotación del 8.96% en la dirección de “Z”.
- El segundo modo de vibración es traslacional en la dirección de “Y” con un porcentaje del 76.91%, tiene un porcentaje del 1.44% en la dirección de “X” y una rotación del 0.94% en la dirección de “Z”.
- El tercer modo es el rotacional alrededor del eje “Z” ocupando un porcentaje del 70.51%.
- Se logra tomar el 90% de la respuesta, considerando hasta el modo de vibración 6.

2.3.6 DERIVAS ELÁSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

Tabla 2.20.

Derivas Elásticas del Edificio.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.018841	0.018208
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.012944	0.012069
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.005144	0.00467
Base	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0	0

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.3.7 CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN X.

Tabla 2.21.

Derivas en X.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Inelásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	H m	Derivas %	Verificación
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.113046	3.24	1.092	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.077664	3.24	1.444	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.030864	3.24	0.953	CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.3.8 CUMPLIMIENTO DE DERIVAS INELÁSTICAS EN Y.

Tabla 2.22.

Derivas en Y.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY m	H m	Derivas %	Verificación
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.109248	3.24	1.137	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.072414	3.24	1.37	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.02802	3.24	0.865	CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

3 CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL.

3.1.DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.

Para el diseño estructural se consideraron las secciones detalladas en la Tabla 2.7.

Secciones definitivas.

3.1.1 DISEÑO DE COLUMNAS.

Para el diseño estructural de las columnas se consideran las cuantías de acero proporcionadas por el Software ETABS, las mismas que serán comprobadas conjuntamente con las secciones definitivas mediante el uso de curvas de interacción para cada columna. Las dimensiones de las columnas, así como sus refuerzos longitudinal y transversal están diseñados para resistir las sollicitaciones resistidas y algunas dimensiones de columna a su vez están establecidas para disminuir la torsión generada en la estructura.

3.1.1.1. COLUMNA DE SECCIÓN 40x60cm.

En la Tabla 3.1 se presentan los siguientes datos para la columna respectiva:

Tabla 3.1.

Geometría y dimensiones de la columna.

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b (cm)	40
Alto	h (cm)	60
Área bruta	Ag (cm ²)	2400
Luz libre	hl (cm)	279
Cuantía	ρ	0.0104
Área de acero longitudinal	As (cm ²)	24.96
Área de acero transversal	Av (cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la Tabla 3.2 se presentan los datos sobre el hormigón y acero aplicados en el diseño:

Tabla 3.2.

Característica de los materiales-Columnas.

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
Es	2.1 E6	φ	0.65
ε _{ty}	0.002	ε _u	0.003
f _y (kg/cm ²)	4200	f'c (kg/cm ²)	240
El recubrimiento libre del acero será de 4 cm.			

Fuente: Elaboración propia.

Con los datos previamente determinados, se procede a elaborar el diagrama de interacción presentado en la Figura 3.1:

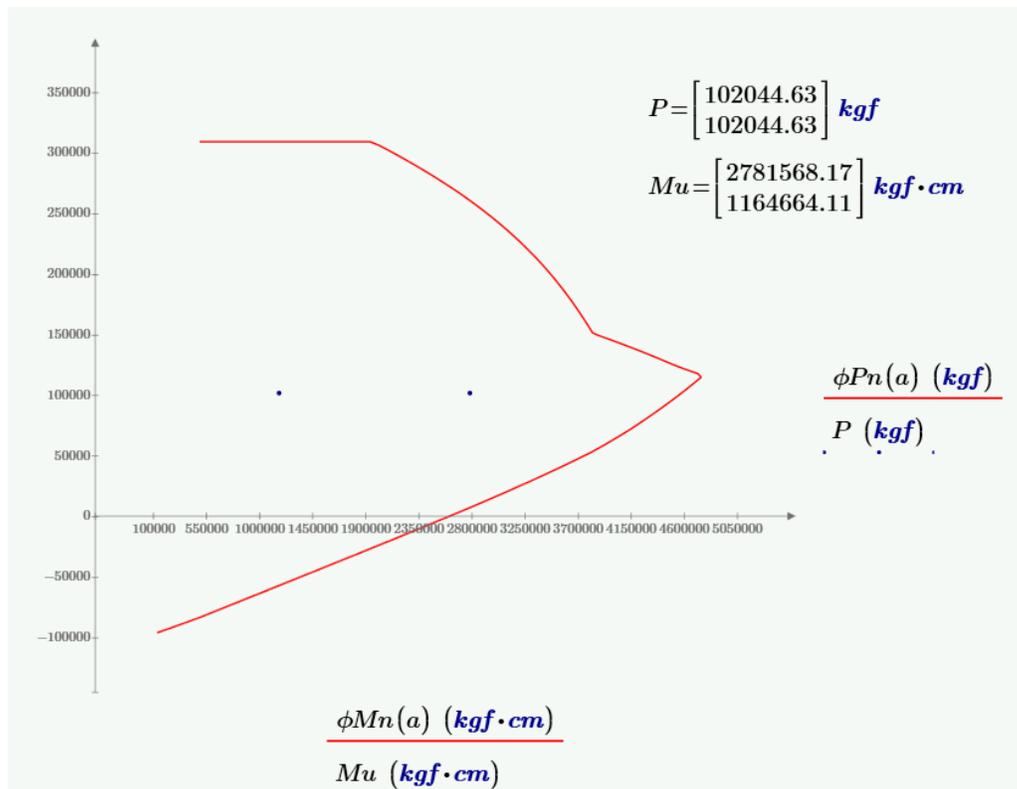


Figura 3.1. Curva de Interacción de Columna 40x60.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede evidenciar las solicitaciones están contenidas dentro del diagrama de interacción, por lo que se concluye que la sección y el acero propuesto (cuya cuantía varía entre el 1% y 6%) cumplen satisfactoriamente con la resistencia requerida.

Acero Longitudinal (armado).

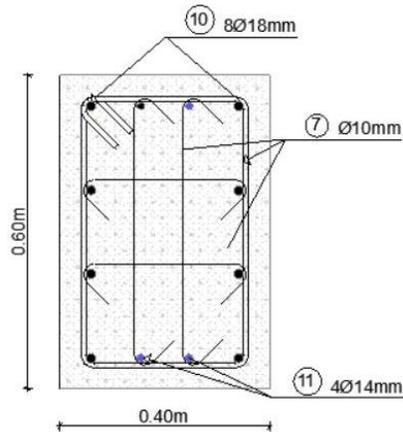


Figura 3.2. Acero Longitudinal Columna 40x60cm.

Fuente: Elaboración propia.

Acero Transversal (armado).

En base al ACI 318-19 en su capítulo 25, se indica que ninguna barra longitudinal sin apoyo lateral puede estar separada más de 15cm de una barra que si está apoyada lateralmente. Debido a que la separación es mayor a 15cm se opta por el uso de ganchos suplementarios y para mantener la simetría en la sección de la columna se utilizan dos ganchos suplementarios en cada eje. Por esta razón, se consideran 4 ramales de estribos en Av como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 3.3.

Datos de diseño a corte. Columna 40x60cm.

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	11373.4
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	25699.22
Cortante absorbido por el acero	Vs(kgf)	-14325.82
Peralte Efectivo	d (cm)	56
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Concreto con densidad mayor a 2160 kg/cm ²	λ	1
Separación mínima del acero longitudinal	sl (cm)	7.8
Acero transversal 4 ramales	Av (cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración propia.

En la sección 10.6.2.2 del ACI 318-19 se establecen las ecuaciones de cumplimiento para el acero mínimo en estribos.

$$A_{v.min} \geq 0,2 \sqrt{f'c} \frac{b * s}{fyt}$$

Ecuación 2. Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.

$$A_{v.min} \geq 3,5 \frac{b * s}{fyt}$$

Ecuación 3. Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.

Donde:

$f'c$: resistencia del hormigón armado, 240 kg/cm².

f_y : fluencia del acero, 4200 kg/cm².

b : ancho de la sección transversal de la columna (cm).

s : separación mínima del refuerzo longitudinal (cm).

El acero mínimo requerido por normativa es de 0.26 cm^2 , por lo que se cumple con el criterio mencionado. Esta comprobación se presenta de manera detallada en el anexo correspondiente.

Para determinar la separación de los estribos se debe primero determinar la fuerza cortante que debe resistir el acero y el hormigón para lo cual se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \phi * \left(0,53\lambda\sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6A_g} \right) * b * d \quad \text{Ecuación 4. Resistencia de hormigón a corte en columnas.}$$

Donde:

V_c : resistencia nominal del hormigón a corte.

N_u : carga axial última que llega a columna (kg).

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad \text{Ecuación 5. Resistencia del acero a corte.}$$

Donde:

V_s : fuerza cortante residual que debe absorber el acero para resistir el cortante aplicado.

La fuerza cortante resistida por el acero en el cálculo dio un valor negativo, por lo que, la separación de los estribos se rige por norma.

La separación y la longitud de desarrollo en la zona crítica se detallan en la Tabla 3.4. y en la Tabla 3.5. respectivamente:

Tabla 3.4.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x60cm.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3	
La cuarta parte de la dimensión menor de la columna	10 cm
6db para acero grado 420.	8.4 cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$	15 cm
Separación definitiva	8 cm
<i>La varilla que se utilizó para el cálculo de la separación es db: 14 mm.</i>	
<i>El So por ecuación resultó de un valor de 16.31 cm por lo que se tomó el valor de 15 cm como máximo límite superior.</i>	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.5.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x60cm.

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1	
La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.	60 cm
Un sexto de la luz libre de la columna.	46.5 cm
450 mm.	45 cm
Longitud definitiva	60 cm
<i>La longitud debe ser al menos igual al valor mayor según la normativa.</i>	

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central se determina en base a la siguiente tabla, en donde la fuerza cortante absorbida por el acero cumple con el primer criterio de la misma:

Tabla 3.6.

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante en columnas.

V_s	s máximo, mm		
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	Columna no preesforzada $d/2$	Columna preesforzada $3h/4$
		600	
$> 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300	

Fuente: ACI 318-19.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 28 cm desarrollados en una longitud de 159 cm como se puede ver en la Figura 3.3:

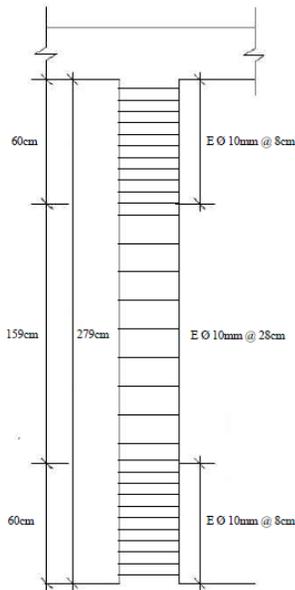


Figura 3.3. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x60cm.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.2. COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm (Mayor carga axial aplicada)

En la Tabla 3.7 se presentan los siguientes datos para la columna respectiva:

Tabla 3.7.

Geometría y dimensiones de la Columna 40x45. (Axial Mayor)

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b (cm)	40
Alto	h (cm)	45
Área bruta	Ag (cm ²)	1800
Luz libre	hl (cm)	279
Cuantía	ρ	0.0182
Área de acero longitudinal	As (cm ²)	32.76
Área de acero transversal	Av (cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 3.2 se presentan los datos sobre el hormigón y acero aplicados en el diseño.

Con los datos previamente determinados, se procede a elaborar el diagrama de interacción presentado en la Figura 3.4:

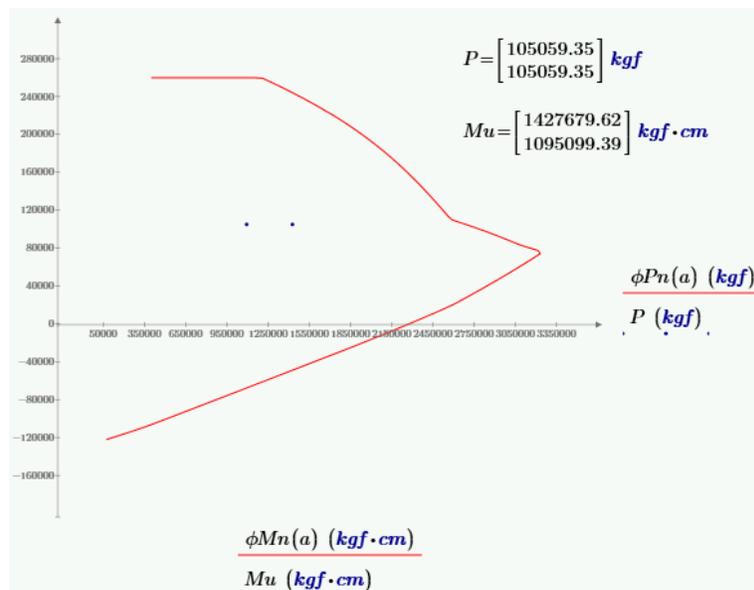


Figura 3.4. Curva de Interacción de Columna 40x45cm (Axial Mayor).

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede evidenciar las solicitaciones están contenidas dentro del diagrama de interacción, por lo que se concluye que la sección y el acero propuesto (cuya cuantía varía entre el 1% y 6%) cumplen satisfactoriamente con la resistencia requerida.

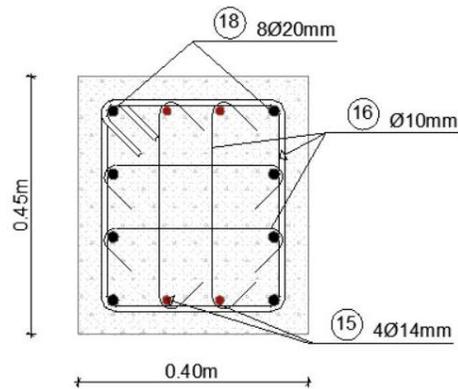
Acero Longitudinal (armado).

Figura 3.5. Acero Longitudinal Columna 40x45cm (Axial Mayor).

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Transversal (armado).

En base al ACI 318-19 en su capítulo 25, se indica que ninguna barra longitudinal sin apoyo lateral puede estar separada más de 15cm de una barra que si está apoyada lateralmente. Debido a que la separación es mayor a 15cm se opta por el uso de ganchos suplementarios y para mantener la simetría en la sección de la columna se utilizan dos ganchos suplementarios en cada eje. Por esta razón, se consideran 4 ramales de estribos en A_v como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 3.8.

Datos de diseño a corte. Columna 40x45cm (Axial Mayor).

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	V_u (kgf)	11084.41
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	22064.28
Cortante absorbido por el acero	V_s (kgf)	-10979.87
Peralte Efectivo	d (cm)	41
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Concreto con densidad mayor a 2160 kg/cm ²	λ	1
Separación mínima del acero longitudinal	s_l (cm)	7.6
Acero transversal 4 ramales	A_v (cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración Propia.

En la sección 10.6.2.2 del ACI 318-19 se establecen los criterios de cumplimiento para el acero mínimo en estribos. Estos criterios se presentan en la Ecuación 2 y Ecuación 3.

El acero mínimo requerido por normativa es de 0.2533 cm^2 , por lo que se cumple con el criterio mencionado. Esta comprobación se presenta de manera detallada en el anexo correspondiente.

Para determinar la separación de los estribos se debe primero determinar la fuerza cortante que debe resistir el acero y el hormigón para lo cual se utilizan la Ecuación 4 y Ecuación 5.

La fuerza cortante resistida por el acero en el cálculo dio un valor negativo, por lo que, la separación de los estribos se rige por norma.

La separación y la longitud de desarrollo en la zona crítica se detallan en la Tabla 3.9. y en la Tabla 3.10. respectivamente:

Tabla 3.9.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Mayor.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3	
La cuarta parte de la dimensión menor de la columna	10 cm
6db para acero grado 420.	9.6 cm
	15 cm
Separación definitiva	9 cm
<i>La varilla que se utilizó para el cálculo de la separación es db: 16 mm. El So por ecuación resultó de un valor de 18 cm por lo que se tomó el valor de 15 cm como máximo límite superior.</i>	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.10.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Mayor

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1	
La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.	45 cm
Un sexto de la luz libre de la columna.	46.5cm
450 mm.	45 cm
Longitud definitiva	50 cm

La longitud debe ser al menos igual al valor mayor según la normativa.

Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central se determina en base a la Tabla 3.6, en donde la fuerza cortante absorbida por el acero cumple con el primer criterio de la misma.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 20 cm desarrollados en una longitud de 179 cm como se puede ver en la Figura 3.6:

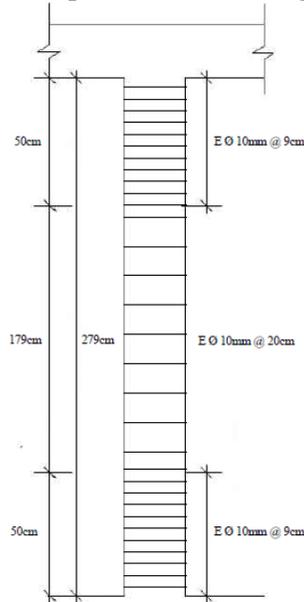


Figura 3.6. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x45cm. Axial Mayor.

Fuente: Elaboración Propia

3.1.1.3. COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm (Menor carga axial aplicada)

En la Tabla 3.11 se presentan los siguientes datos para la columna respectiva:

Tabla 3.11.

Geometría y dimensiones de la Columna 40x45. (Axial Menor).

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b (cm)	40
Alto	h (cm)	45
Área bruta	Ag (cm ²)	1800
Luz libre	hl (cm)	279
Cuantía	ρ	0.0112
Área de acero longitudinal	As (cm ²)	20.16
Área de acero transversal	Av (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 3.2 se presentan los datos sobre el hormigón y acero aplicados en el diseño.

Con los datos previamente determinados, se procede a elaborar el diagrama de interacción presentado en la Figura 3.7:

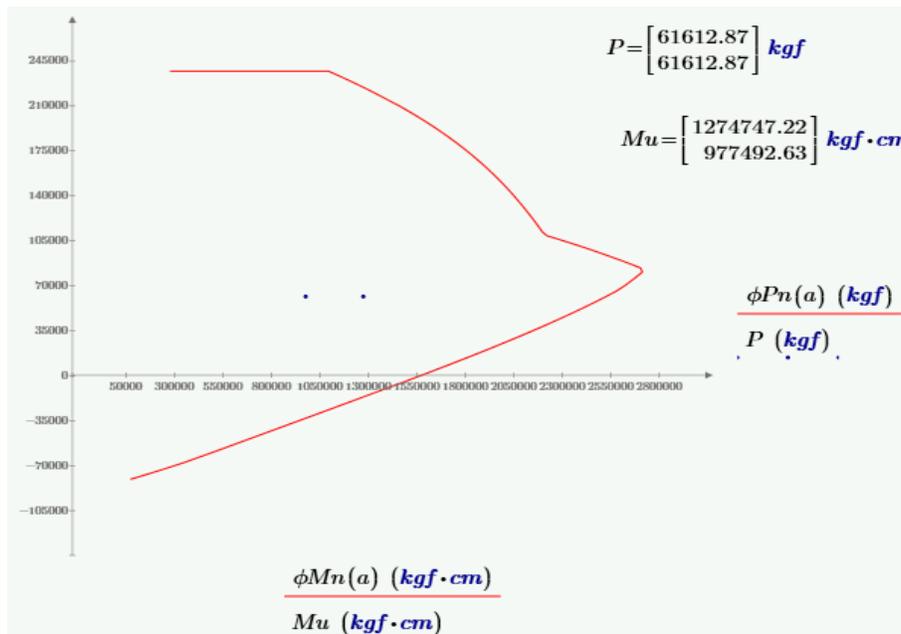


Figura 3.7. Curva de Interacción de Columna 40x45cm (Axial Menor).

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede evidenciar las solicitaciones están contenidas dentro del diagrama de interacción, por lo que se concluye que la sección y el acero propuesto (cuya cuantía varía entre el 1% y 6%) cumplen satisfactoriamente con la resistencia requerida.

Acero Longitudinal (armado).

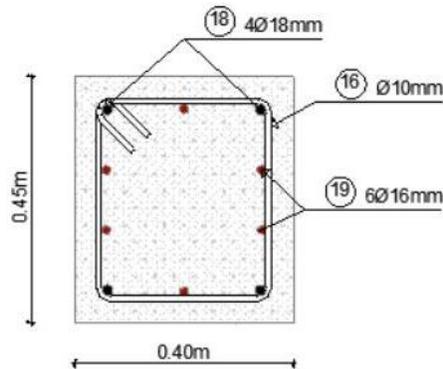


Figura 3.8. Acero Longitudinal Columna 40x45cm (Axial Menor).

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Transversal (armado).

En base al ACI 318-19 en su capítulo 25, se indica que ninguna barra longitudinal sin apoyo lateral puede estar separada más de 15cm de una barra que si está apoyada lateralmente. Debido a que la separación es menor a 15cm no es necesario el uso de ganchos suplementarios. Por esta razón, se consideran 2 ramales de estribos en A_v como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 3.12.

Datos de diseño a corte. Columna 40x45cm (Axial Menor).

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	6254.68
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	17116.21
Cortante absorbido por el acero	Vs(kgf)	-10861.53
Peralte Efectivo	d (cm)	41
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Concreto con densidad mayor a 2160 kg/cm ²	λ	1
Separación mínima del acero longitudinal	sl (cm)	9.4
Acero transversal 2 ramales	Av (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración Propia.

En la sección 10.6.2.2 del ACI 318-19 se establecen los criterios de cumplimiento para el acero mínimo en estribos. Estos criterios se presentan en la Ecuación 2 y Ecuación 3.

El acero mínimo requerido por normativa es de 0.3133 cm², por lo que se cumple con el criterio mencionado. Esta comprobación se presenta de manera detallada en el anexo correspondiente.

Para determinar la separación de los estribos se debe primero determinar la fuerza cortante que debe resistir el acero y el hormigón para lo cual se utilizan la Ecuación 4 y Ecuación 5.

Como se detalla en el anexo correspondiente, la fuerza cortante resistida por el acero en el cálculo dio un valor negativo, por lo que, la separación de los estribos se rige por norma.

La separación y la longitud de desarrollo en la zona crítica se detallan en la Tabla 3.13. y en la Tabla 3.14. respectivamente:

Tabla 3.13.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Menor.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3	
La cuarta parte de la dimensión menor de la columna	10 cm
6db para acero grado 420.	9.6 cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$	15 cm
Separación definitiva	9 cm
<i>La varilla que se utilizó para el cálculo de la separación es db: 16 mm. El So por ecuación resultó de un valor de 18 cm por lo que se tomó el valor de 16.93 cm como máximo límite superior.</i>	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.14.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Columna 40x45cm. Axial Menor.

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1	
La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.	45 cm
Un sexto de la luz libre de la columna.	46.5cm
450 mm.	45 cm
Longitud definitiva	50 cm
<i>La longitud debe ser al menos igual al valor mayor según la normativa.</i>	

Fuente: Elaboración Propia.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 20 cm desarrollados en una longitud de 179 cm como se puede ver en la Figura 3.9:

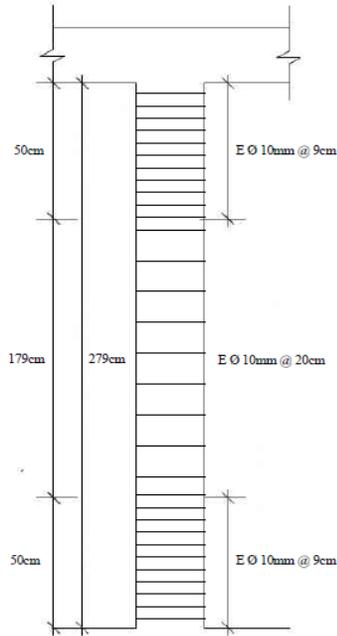


Figura 3.9. Ubicación y separación de estribos en la columna 40x45cm. Axial Menor.

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.2 DISEÑO DE VIGAS

3.1.2.1. VIGA EN EL EJE “Y” DE SECCIÓN 30x45cm

Los datos de geometría y dimensiones de la viga se muestran el Tabla 3.15:

Tabla 3.15.

Geometría y dimensiones de la viga 30x45cm.

Geometría y dimensiones de la Viga		
Ancho	b (cm)	30
Alto	h (cm)	45
Área bruta	Ag (cm ²)	1350
Luz libre	hl (cm)	635
Peralte efectivo	d (cm)	37.33

Fuente: Elaboración Propia.

Las características de los materiales se sustentan en la Tabla 3.16:

Tabla 3.16.

Características de los materiales-Vigas.

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
ϵ_{ty}	0.002	ϵ_u	0.003
F_y (kg/cm ²)	4200	f'_c (kg/cm ²)	240
<i>El recubrimiento libre del acero será de 4 cm.</i>			

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Longitudinal (armado).

El diseño a flexión parte de las solicitaciones obtenidas en el análisis estructural.

Posteriormente, se va a presentar el cálculo para obtener el acero requerido para el máximo momento ultimo negativo. (**Mu=2118752.28 kgf-cm**)

Los limites mínimo de acero longitudinal requerido se plantean en las siguientes ecuaciones que se obtiene del ACI 318-19. Sección 9.6.1.2:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Ecuación 6. Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,80\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

Ecuación 7. Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal.

$$A_{s_{max}} = \frac{3}{7} * 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * b * d$$

Ecuación 8. Acero máximo requerido para refuerzo longitudinal.

Donde:

$f'c$: resistencia del hormigón armado, 240 kg/cm².

f_y : fluencia del acero, 4200 kg/cm².

b : ancho de la sección transversal de la viga (cm).

d : peralte efectivo de la sección transversal de la viga (cm).

β_1 : coeficiente que depende del valor de $f'c$. Para hormigones con una resistencia menor igual a 280 kg/cm², el valor del coeficiente es 0.85.

En base a las ecuaciones planteadas, el área requerida en la sección de la viga está en un rango de 3.63cm² – 21.763cm².

Para el cálculo del acero longitudinal se usa la siguiente ecuación:

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right) \quad \text{Ecuación 9. Área de acero longitudinal.}$$

Donde:

ϕ : Es el factor de reducción correspondiente a la flexión, que puede tomar distintos valores.

Para el caso del factor ϕ , se asumió un valor de 0.9 (correspondiente a una falla dúctil con $\epsilon_t \geq 0.005$). Cabe recalcar que este valor asumido se debe comprobar que sea correcto, caso contrario se tomara el valor correspondiente dependiendo la deformación unitaria

que alcance el acero. Todas estas comprobaciones se presentan en el anexo correspondiente.

El área de acero calculada fue de 15.746cm^2 , lo cual cumple con el rango establecido previamente.

Después de realizar el diseño con todos los momentos solicitantes en la viga, se presenta en la Figura 3.10 el armado de acero longitudinal de la viga correspondiente.

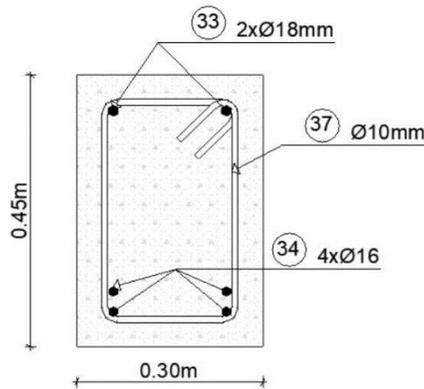


Figura 3.10. Armado longitudinal. Viga 30x45cm.

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Transversal (armado).

En la Tabla 3.17 se muestra los valores correspondientes a la fuerza cortante última (V_u) aplicada a la sección, la resistencia a corte del hormigón (V_c) y la fuerza cortante absorbida por el acero (V_s).

Tabla 3.17.

Datos de diseño a corte. Viga 30x45cm.

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	V_u (kgf)	23086.38
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	6862.514
Cortante absorbido por el acero	V_s (kgf)	16223.866
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Acero transversal 2 ramales	A_v (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración Propia.

El área del acero transversal utilizada A_v , si cumple con los criterios mínimos requeridos en la Ecuación 2 y Ecuación 3. Dado que, el acero mínimo requerido a corte es de 0.225cm^2

Para calcular los valores de V_c y V_s , se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \phi * 0,53\sqrt{f'c} * b * d \quad \text{Ecuación 10. Resistencia de hormigón a corte en vigas.}$$

Donde:

ϕ : Es el factor de reducción correspondiente al cortante. 0.75.

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad \text{Ecuación 11. Resistencia del acero a corte.}$$

Como se puede evidenciar en la Tabla 3.17, el acero si debe resistir una sollicitación a corte y esta sollicitación debe ser considerada para el cálculo de la separación de los estribos.

La separación de los estribos y su correspondiente longitud de desarrollo en la zona crítica, se resumen en la Tabla 3.18 y Tabla 3.19.

Tabla 3.18.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga 30x45cm.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
d/4	9.33cm
150 mm	15cm
6db para acero grado 420.	9.6cm
	11.38cm
Separación definitiva	9 cm

La varilla que se utilizó para el cálculo de la
 Según el ACI 318-19: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara de la columna de anovo.
 La fórmula presentada en la tabla corresponde a la separación de los estribos por fuerza cortante.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.19.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga 30x45cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
Longitud definitiva (2h)	90cm
h: altura de la sección transversal de la viga.	

Fuente: Elaboración Propia.

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central se determina en base a la siguiente tabla, en donde la fuerza cortante absorbida por el acero cumple con el primer criterio de la misma:

Tabla 3.20.

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante en vigas.

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$> 1.1\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

Fuente: ACI 318-19.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 18cm desarrollados en una longitud de 455cm como se puede ver en la Figura 3.11:

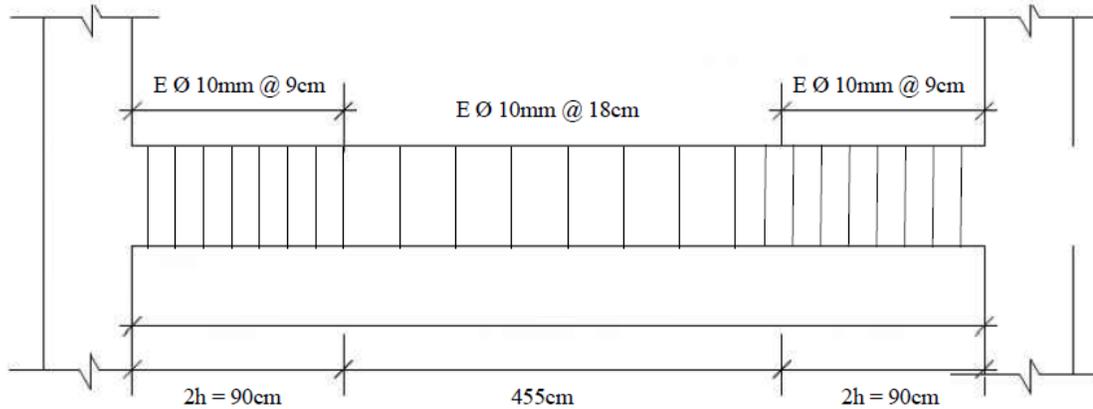


Figura 3.11 Ubicación y separación de estribos en la viga 30x45cm

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.2.2. VIGA EN EL EJE “X” DE SECCIÓN 30x40cm

Los datos de geometría y dimensiones de la viga se muestran en la Tabla 3.21:

Tabla 3.21.

Geometría y dimensiones de la viga 30x40cm.

Geometría y dimensiones de la Viga		
Ancho	b (cm)	30
Alto	h (cm)	40
Área bruta	Ag (cm ²)	1200
Luz libre	hl (cm)	583
Peralte efectivo	d (cm)	34.2

Fuente: Elaboración Propia.

Las características de los materiales son las establecidas en la Tabla 3.16.

Acero Longitudinal (armado).

El diseño a flexión parte de las solicitaciones obtenidas en el análisis estructural.

Posteriormente, se va a presentar el cálculo para obtener el acero requerido para el máximo

momento ultimo negativo. El procedimiento para las demás solicitaciones es el mismo y estará detallado en el anexo correspondiente. (**$M_u=1429200.98 \text{ kgf-cm}$**)

Los límites mínimo de acero longitudinal requerido se plantean en la Ecuación 6 y Ecuación 7 que se obtiene del ACI 318-19. Sección 9.6.1.2. Además, en la Ecuación 8 se plantea el límite máximo de acero longitudinal requerido.

En base a las ecuaciones mencionadas previamente, el área requerida en la sección de la viga está en un rango de $3.187\text{cm}^2 - 19.109\text{cm}^2$.

Para el cálculo del acero longitudinal se utiliza la Ecuación 9.

Para el caso del factor ϕ , se asumió un valor de 0.9 (correspondiente a una falla dúctil con $\epsilon_t \geq 0.005$). Cabe recalcar que este valor asumido se debe comprobar que sea correcto, caso contrario se tomara el valor correspondiente dependiendo la deformación unitaria que alcance el acero. Todas estas comprobaciones se presentan en el anexo correspondiente.

El área de acero calculada fue de 11.84cm^2 , lo cual cumple con el rango establecido previamente.

Después de realizar el diseño con todos los momentos solicitantes en la viga, se presenta en la Figura 3.12 el armado de acero longitudinal de la viga correspondiente:

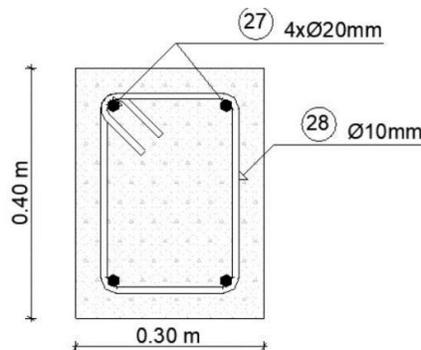


Figura 3.12. Armado longitudinal. Viga 30x40cm.

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Transversal (armado).

En la Tabla 3.22 se muestra los valores correspondientes a la fuerza cortante última (V_u) aplicada a la sección, la resistencia a corte del hormigón (V_c) y la fuerza cortante absorbida por el acero (V_s).

Tabla 3.22.

Datos de diseño a corte. Viga 30x40cm.

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	V_u (kgf)	15774
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	6223
Cortante absorbido por el acero	V_s (kgf)	9551
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Acero transversal 2 ramales	A_v (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración Propia.

El área del acero transversal utilizada A_v , si cumple con los criterios mínimos requeridos en la Ecuación 2 y Ecuación 3. Dado que, el acero mínimo requerido a corte es de 0.20cm²

Para calcular los valores de V_c y V_s , se utilizan la Ecuación 11 y Ecuación 12:

Como se puede evidenciar en la Tabla 3.22, el acero si debe resistir una sollicitación a corte y esta sollicitación debe ser considerada para el cálculo de la separación de los estribos.

La separación de los estribos y su correspondiente longitud de desarrollo en la zona crítica, se resumen en la Tabla 3.23 y Tabla 3.24.

Tabla 3.23.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga 30x40cm.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
$d/4$	8.55cm
150 mm	15cm
6db para acero grado 420.	9.6cm
$s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{v_s}$	17.718cm
Separación definitiva	8 cm

La varilla que se utilizó para el cálculo de la separación es db: 16 mm.

Según el ACI 318-19: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara de la columna de apoyo.

La fórmula presentada en la tabla corresponde a la separación de los estribos por fuerza cortante.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.24.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga 30x40cm.

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
Longitud definitiva (2h)	80cm
<i>h: altura de la sección transversal de la viga.</i>	

Fuente: Elaboración Propia.

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central se determina en base a la Tabla 3.20, en donde la fuerza cortante absorbida por el acero cumple con el primer criterio de la misma.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 17cm desarrollados en una longitud de 423cm como se puede ver en la Figura 3.13:

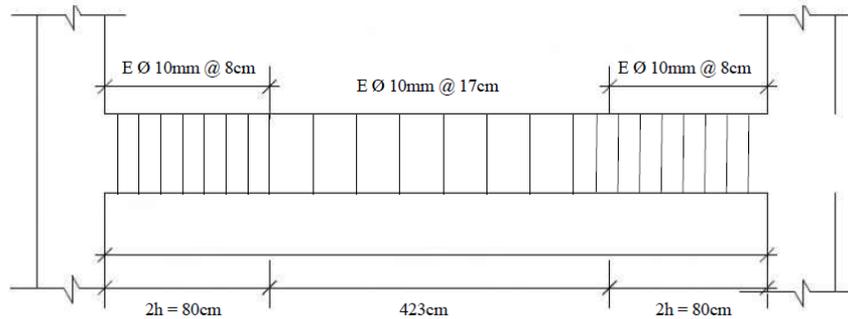


Figura 3.13 Ubicación y separación de estribos en la viga 30x40cm

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.2.3. DISEÑO VIGA DE GRADA DE SECCIÓN 25x30cm

Los datos de geometría y dimensiones de la viga se muestran en la Tabla 3.25:

Tabla 3.25.

Geometría y dimensiones de la viga de grada.

Geometría y dimensiones de la Viga		
Ancho	b (cm)	25
Alto	h (cm)	30
Área bruta	A_g (cm ²)	750
Luz libre	hl (cm)	225
Peralte efectivo	d (cm)	24.4

Fuente: Elaboración Propia.

Las características de los materiales son las establecidas en la Tabla 3.16.

Acero Longitudinal (armado).

El diseño a flexión parte de las solicitaciones obtenidas en el análisis estructural. Posteriormente, se va a presentar el cálculo para obtener el acero requerido para el máximo momento último positivo central. A diferencia de las otras vigas, esta tiene solicitaciones cuyo comportamiento se asimila a una viga simplemente apoyada, dado que hay momento

con valores cercanos a 0 y 0. Por lo que, solo se hace un procedimiento el cual estará detallado en el anexo correspondiente. ($M_u=203501.84 \text{ kgf-cm}$)

Los límites mínimo de acero longitudinal requerido se plantean en la Ecuación 6 y Ecuación 7 que se obtiene del ACI 318-19. Sección 9.6.1.2. Además, en la Ecuación 8 se plantea el límite máximo de acero longitudinal requerido.

En base a las ecuaciones mencionadas previamente, el área requerida en la sección de la viga está en un rango de $1.918\text{cm}^2 - 11.501\text{cm}^2$.

Para el cálculo del acero longitudinal se utiliza la Ecuación 9.

Para el caso del factor ϕ , se asumió un valor de 0.9 (correspondiente a una falla dúctil con $\epsilon_t \geq 0.005$). Cabe recalcar que este valor asumido se debe comprobar que sea correcto, caso contrario se tomara el valor correspondiente dependiendo la deformación unitaria que alcance el acero. Todas estas comprobaciones se presentan en el anexo correspondiente.

El área de acero calculada fue de 2.14cm^2 , lo cual cumple con el rango establecido previamente.

Después de realizar el diseño con el momento solicitante en la viga, se presenta en la Figura 3.14 el armado de acero longitudinal de la viga correspondiente:

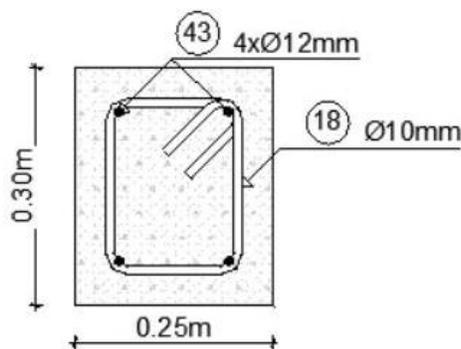


Figura 3.14 Armado longitudinal. Viga de grada.

Fuente: Elaboración Propia.

Acero Transversal (armado).

En la Tabla 3.26 se muestra los valores correspondientes a la fuerza cortante última (V_u) aplicada a la sección, la resistencia a corte del hormigón (V_c) y la fuerza cortante absorbida por el acero (V_s).

Tabla 3.26.

Datos de diseño a corte. Viga de grada.

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	V_u (kgf)	4196.8
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	3677.4
Cortante absorbido por el acero	V_s (kgf)	519.44
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Acero transversal 2 ramales	A_v (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración Propia.

El área del acero transversal utilizada A_v , si cumple con los criterios mínimos requeridos en la Ecuación 2 y Ecuación 3. Dado que, el acero mínimo requerido a corte es de 0.125cm^2

Para calcular los valores de V_c y V_s , se utilizan la Ecuación 11 y Ecuación 12:

Como se puede evidenciar en la Tabla 3.26, el acero si debe resistir una sollicitación a corte y esta sollicitación debe ser considerada para el cálculo de la separación de los estribos.

La separación de los estribos y su correspondiente longitud de desarrollo en la zona crítica, se resumen en la Tabla 3.27 y Tabla 3.28.

Tabla 3.27.

Separación de estribos en la Zona Crítica. Viga de grada.

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
d/4	6.1cm
150 mm	15cm
6db para acero grado 420.	7.2cm
$s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{v_s}$	232.425cm
Separación definitiva	6cm
<p><i>La varilla que se utilizó para el cálculo de la separación es db: 12 mm. Según el ACI 318-19: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. La fórmula presentada en la tabla corresponde a la separación de los estribos por fuerza cortante. Pero se desprecia el valor por su gran magnitud debido al poco aporte del acero.</i></p>	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.28.

Longitud de desarrollo de estribos en Zona Crítica. Viga de grada.

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	
Longitud definitiva (2h)	60cm
h: altura de la sección transversal de la viga.	

Fuente: Elaboración Propia.

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central se determina en base a la Tabla 3.20, en donde la fuerza cortante absorbida por el acero cumple con el primer criterio de la misma.

La separación definitiva de los estribos en la Zona Central es de 12cm desarrollados en una longitud de 105cm como se puede ver en la Figura 3.15:

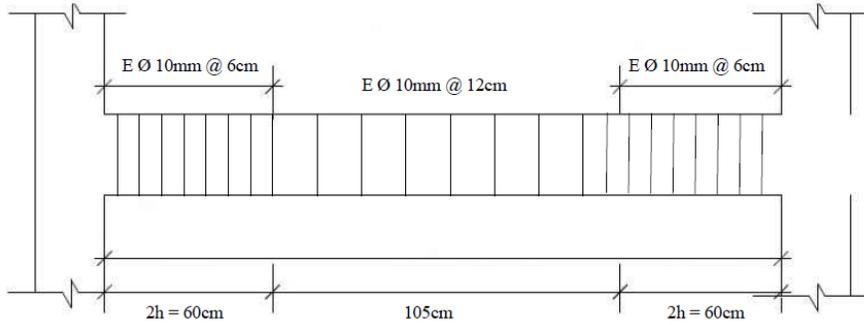


Figura 3.15 Ubicación y separación de estribos en la viga de grada.

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.3 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

3.1.3.1. ZAPATA RECTANGULAR 1 PARA COLUMNA DE SECCIÓN 40x45cm

Para el diseño de la zapata aislada se considera los datos presentados en la Tabla 3.29:

Tabla 3.29.

Datos de diseño para la zapata 1.

Datos para el diseño de zapata					
Cargas de Servicios		Cargas Ultimas		Resistencias	
P (kgf)	78785.02	Pu (kgf)	101309.17	qa (kgf/cm ²)	2
Mx (kgf*cm)	244508.66	Mux (fgf*cm)	311812.77	f'c (kgf/cm ²)	240
My (kgf*cm)	86596.82	Muy (kgf*cm)	108722.43	fy (kgf/cm ²)	4200
Combinación: (D+SD)+ L		Combinación: 1.2(D+SD)+ 1.6L			

Fuente: Elaboración Propia.

Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de la sección de la zapata se utilizan las cargas de servicio.

Y para el cálculo se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- La proporción de la sección de la zapata en la medida de lo posible debe ajustarse al correspondiente de la columna que soporta.

- El área de la sección de la zapata debe ser tal que, el esfuerzo aplicado sobre el suelo sea menor igual a la resistencia admisible del mismo.

Las dimensiones constructivas con las que se procederá a realizar el diseño, se presentan en la Tabla 3.30:

Tabla 3.30.

Dimensiones de la zapata 1.

Dimensiones Constructivas	
Lx (cm)	200
Ly (cm)	225
A (cm ²)	45000
df (m)	-1.2
q_max (kgf/cm ²)	1.976
<i>El esfuerzo aplicado sobre el suelo es menor a la resistencia admisible</i>	

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño a Corte Tipo Viga

Para este diseño se debe asumir un peralte tentativo para la zapata, el mismo que se debe comprobar para que cumpla con los requisitos mínimos de resistencia y al mismo tiempo no este sobredimensionado. Además de esto, se debe definir la altura de posición de los aceros de refuerzo en cada eje, considerando un recubrimiento mínimo de 7.5cm, esto para obtener un peralte efectivo para los cálculos.

Los datos establecidos se resumen en la Tabla 3.31 y la Figura 3.16

Tabla 3.31.

Alturas de corte Zapata 1.

Alturas a corte		
Peralte asumido	d (cm)	40
Peralte efectivo Eje X	dx (cm)	30.4
Peralte efectivo Eje Y	dy (cm)	31.8

Fuente: Elaboración Propia.

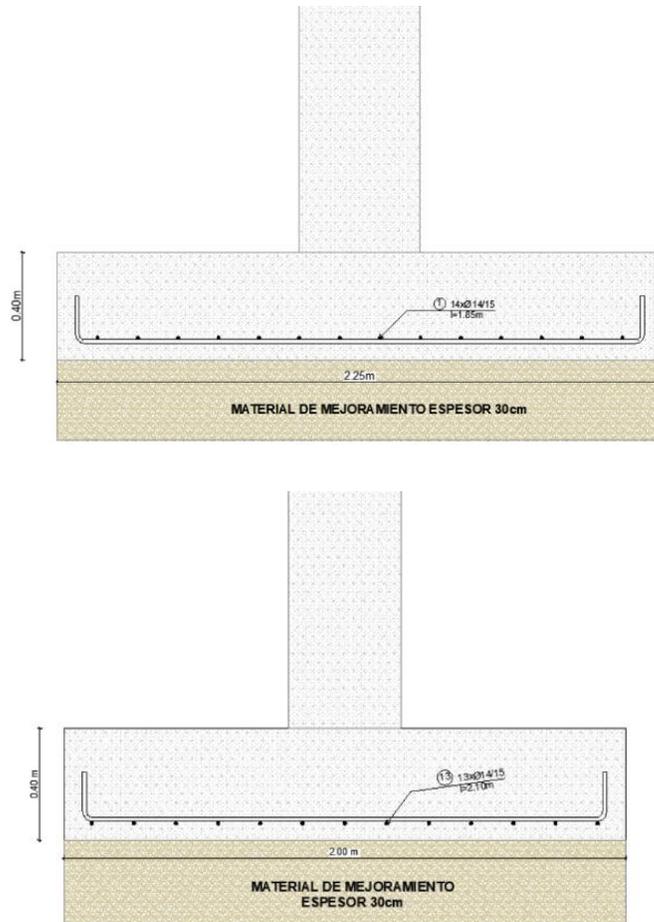


Figura 3.16 Detalle en elevación zapata 1.

Fuente: Elaboración Propia.

Se considera secciones críticas para el diseño a corte, las cuales se muestran en la Figura

3.17

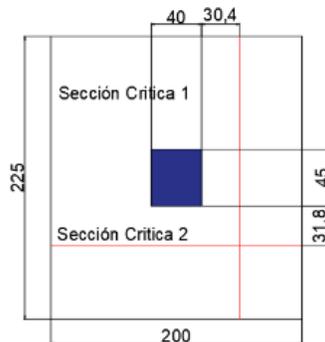


Figura 3.17 Secciones críticas a corte zapata 1.

Fuente: Elaboración Propia

En cada una de las direcciones se obtuvo la fuerza y esfuerzo cortante que actúa sobre cada sección crítica. Estos esfuerzos se deben comparar con la resistencia del hormigón a corte, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * (L_y, L_x) * (dx, dy)} \quad \text{Ecuación 12. Esfuerzo generado en la sección crítica a corte.}$$

Donde:

V_u : fuerza última a corte generada en la zona crítica. Cálculo detallado en el anexo correspondiente.

ϕ : Es el factor de reducción correspondiente al cortante. 0.75.

$(L_y, L_x) * (dx, dy)$: depende de la dirección del eje en el que se está diseñando. Cálculo detallado en el anexo correspondiente.

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 13. Resistencia nominal del hormigón a corte.}$$

A continuación, se presenta la Tabla 3.32 que resume el cumplimiento de la resistencia sobre la sollicitación a corte en cada eje.

Tabla 3.32.

Esfuerzos a corte tipo viga Zapata 1.

Esfuerzo a corte	
v_{ux} (kgf/cm ²)	5.016
v_{uy} (kgf/cm ²)	5.828
v_c	8.211

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño Corte por Punzonamiento

El cálculo de la fuerza y esfuerzo cortante ultimo por punzonamiento se detalla en el anexo correspondiente. El esfuerzo cortante ultimo obtenido debe ser menor a los valores de las siguientes ecuaciones, obtenido de (Romo,2008):

$$v_c = 1.06\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 14. Esfuerzo resistente 1 a corte del hormigón.

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right)$$

Ecuación 15. Esfuerzo resistente 2 a corte del hormigón.

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right)$$

Ecuación 16. Esfuerzo resistente 3 a corte del hormigón.

Donde:

β : relación del lado largo al lado corto de la columna

α_s : parámetro que vale 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras.

d : altura efectiva de la losa (distancia desde el centro de gravedad del acero de tracción hasta la cara comprimida extrema

b_o : perímetro de la sección critica de cortante de la losa o zapata.

A continuación, se presenta la Tabla 3.33 que resume el cumplimiento de la resistencia sobre la sollicitación a corte.

Tabla 3.33.

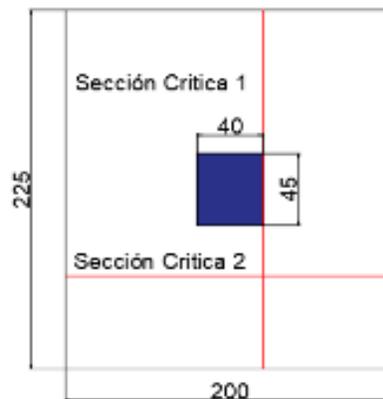
Esfuerzos a corte tipo punzonamiento Zapata 1.

Esfuerzo a corte	
vux (kgf/cm ²)	12.968
vc (Ecuación 14) (kgf/cm ²)	16.421
vc (Ecuación 15) (kgf/cm ²)	22.808
vc (Ecuación 16) (kgf/cm ²)	25.643

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño a Flexión

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la Figura 3.18:

*Figura 3.18. Secciones críticas por flexión zapata 1.**Fuente:* Elaboración Propia.

Se obtiene un momento flector último para cada una de las direcciones (este procedimiento se evidencia en el anexo correspondiente). Además, se obtiene el acero mínimo requerido para cumplir con las solicitaciones, utilizando la Ecuación 9, considerando sus respectivas adaptaciones.

A continuación, se presenta la Tabla 3.34, que resumen los resultados en solicitaciones obtenidas y acero requerido.

Tabla 3.34.

Armado Final de la zapata 1.

Tabla de resultados			
Eje X		Eje Y	
Mux (kgf*cm)	796558.725	Muy (kgf*cm)	1008145
Asx (cm ² /m)	10.1333	Asy (cm ² /m)	10.6
14 Ø 14mm @15cm a lo largo del eje Y		13 Ø 14mm @15cm a lo largo del eje X	

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.3.2. ZAPATA RECTANGULAR 2 PARA SECCIÓN DE 40x60cm

Para el diseño de la zapata aislada se considera los datos presentados en la Tabla 3.35:

Tabla 3.35.

Datos de diseño para la zapata 2.

Datos para el diseño de zapata					
Cargas de Servicio		Cargas Ultimas		Resistencias	
P (kgf)	76947.59	Pu (kgf)	96092.26	qa (kgf/cm ²)	2
Mx (kgf*cm)	238395.1	Mux (fgf*cm)	301548.53	f'c (kgf/cm ²)	240
My (kgf*cm)	14837.55	Muy (kgf*cm)	16546.26	fy (kgf/cm ²)	4200
Combinación: (D+SD)+ L		Combinación: 1.2(D+SD)+ 1.6L			

Fuente: Elaboración Propia.

Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de la sección de la zapata se utilizan las cargas de servicio.

Y para el cálculo se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- La proporción de la sección de la zapata en la medida de lo posible debe ajustarse al correspondiente de la columna que soporta.
- El área de la sección de la zapata debe ser tal que, el esfuerzo aplicado sobre el suelo sea menor igual a la resistencia admisible del mismo.

Las dimensiones constructivas con las que se procederá a realizar el diseño, se presentan

en la Tabla 3.36:

Tabla 3.36.

Dimensiones de la zapata 2.

Dimensiones Constructivas	
Lx (cm)	185
Ly (cm)	230
A (cm ²)	42550
df (m)	-1.2
q_max (kgf/cm ²)	1.966
<i>El esfuerzo aplicado sobre el suelo es menor a la resistencia admisible.</i>	

Fuente: Elaboración Propia.**Diseño a Corte Tipo Viga.**

Para este diseño se debe asumir un peralte tentativo para la zapata, el mismo que se debe comprobar para que cumpla con los requisitos mínimos de resistencia y al mismo tiempo no este sobredimensionado. Además de esto, se debe definir la altura de posición de los aceros de refuerzo en cada eje, considerando un recubrimiento mínimo de 7.5cm, esto para obtener un peralte efectivo para los cálculos.

Los datos establecidos se resumen en la Tabla 3.37 y la Figura 3.19

Tabla 3.37.

Alturas de corte Zapata 2

Alturas a corte		
Peralte asumido	d (cm)	40
Peralte efectivo Eje X	dx (cm)	30.4
Peralte efectivo Eje Y	dy (cm)	31.8

Fuente: Elaboración Propia.

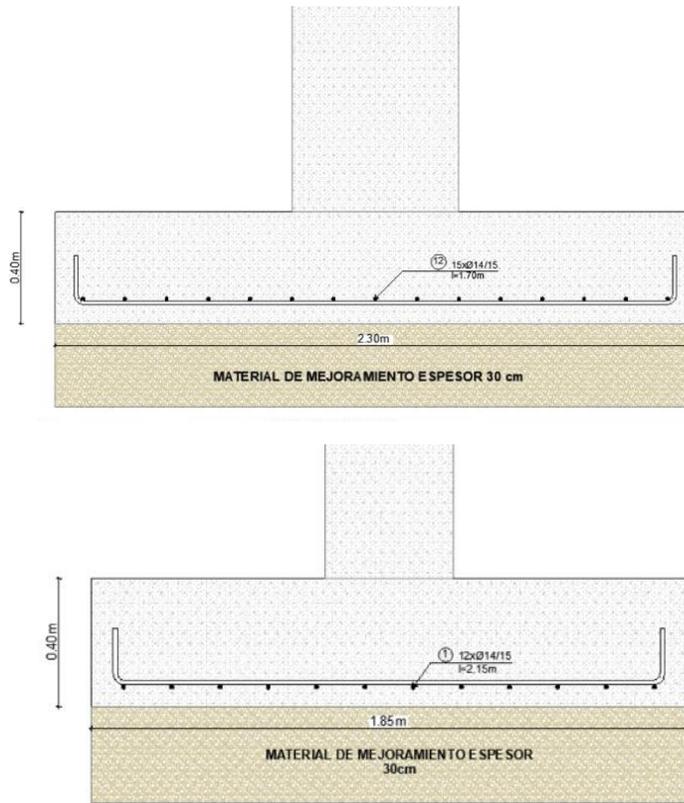


Figura 3.19. Detalle en elevación zapata 2.

Fuente: Elaboración Propia.

Se considera secciones críticas para el diseño a corte, las cuales se muestran en la Figura

3.20

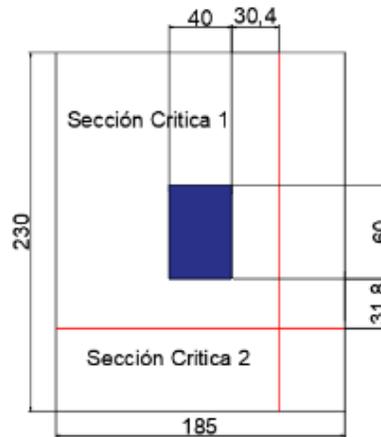


Figura 3.20. Secciones críticas a corte zapata 2.

Fuente: Elaboración Propia.

En cada una de las direcciones se obtuvo la fuerza y esfuerzo cortante que actúa sobre cada sección crítica. Estos esfuerzos se deben comparar con la resistencia del hormigón a corte, utilizando la Ecuación 12 y Ecuación 13.

A continuación, se presenta la Tabla 3.38 que resume el cumplimiento de la resistencia sobre la sollicitación a corte en cada eje.

Tabla 3.38.

Esfuerzos a corte tipo viga Zapata 2.

Esfuerzo a corte	
vux (kgf/cm ²)	4.118
vuy (kgf/cm ²)	5.354
vc	8.211

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño Corte por Punzonamiento

El cálculo de la fuerza y esfuerzo cortante último por punzonamiento se detalla en el anexo correspondiente. El esfuerzo cortante último obtenido debe ser menor a los valores de la Ecuación 14, Ecuación 15 y Ecuación 16.

A continuación, se presenta la Tabla 3.39 que resume el cumplimiento de la resistencia sobre la sollicitación a corte.

Tabla 3.39.

Esfuerzos a corte tipo punzonamiento Zapata 2

Esfuerzo a corte	
vux (kgf/cm ²)	10.739
vc (Ecuación 14) (kgf/cm ²)	16.421
vc (Ecuación 15) (kgf/cm ²)	19.158
vc (Ecuación 16) (kgf/cm ²)	24.045

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño a Flexión

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la Figura 3.21:

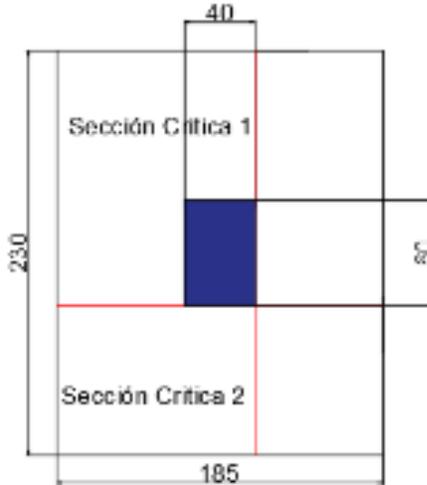


Figura 3.21. Secciones críticas por flexión zapata 2.

Fuente: Elaboración Propia.

Se obtiene un momento flector ultimo para cada una de las direcciones (este procedimiento se evidencia en el anexo correspondiente). Además, se obtiene el acero mínimo requerido para cumplir con las solicitaciones, utilizando la Ecuación 9, considerando sus respectivas adaptaciones.

A continuación, se presenta la Tabla 3.40, que resumen los resultados en solicitaciones obtenidas y acero requerido.

Tabla 3.40.

Armado Final de la zapata 2

Tabla de resultados				
	Eje X		Eje Y	
Mux (kgf*cm)	644555.697	Muy (kgf*cm)	886044.491	
Asx (cm ² /m)	10.1333	Asy (cm ² /m)	10.6	
	15 Ø 14mm @15cm a lo largo del eje Y		12 Ø 14mm @15cm a lo largo del eje X	

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se presenta los armados para el diseño de las dos zapatas

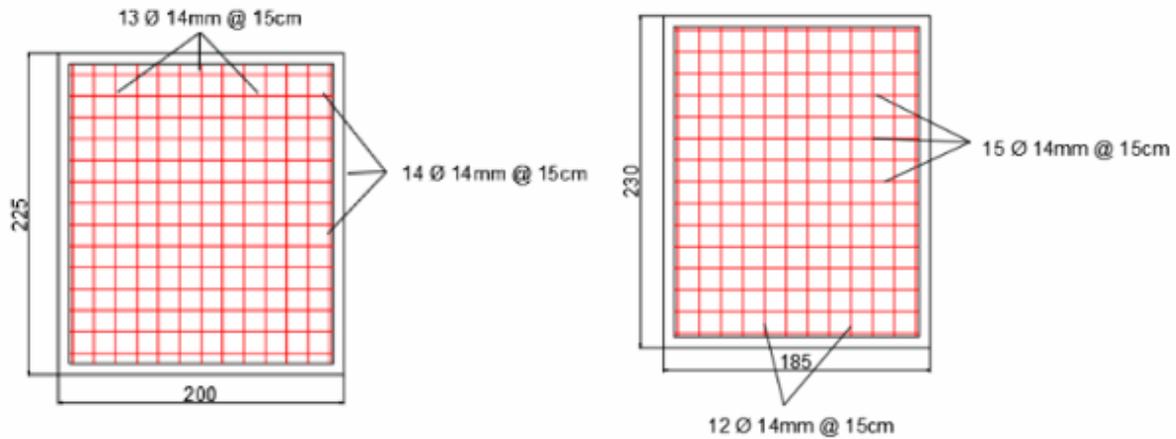


Figura 3.22. Armado longitudinal de las zapatas 1 y 2

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.4 DISEÑO DE LOSAS ALIVIANADAS

Para el diseño de las losas alivianadas se van a considerar dos tipos diferentes de losas, la primera correspondiente a los niveles N+3.24 y N+6.48 las cuales poseen cargas de patio y vivienda, y el segundo tipo de losa correspondiente al nivel N+9.72, la cual tiene una carga de cubierta accesible. A continuación, se presentan los diferentes tipos de losas consideradas para el diseño:

En los anexos se hace la siguiente comprobación para los paños de losa de vivienda, de patio y los correspondientes a los paños de losa de cubierta.



Figura 3.23. Losas de Nivel N+3.24 y N+6.48.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 3.24. Losas de Nivel N+9.72.

Fuente: Elaboración Propia.

Para dar inicio con el diseño de la losa alivianada se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para el dimensionamiento:

- Espesor tentativo de 25cm.
- Loseta de compresión de 5cm.
- Nervios de 10cm de espesor.
- Alivianamiento de espuma flex: 40cmx40cm, de 20cm de altura.

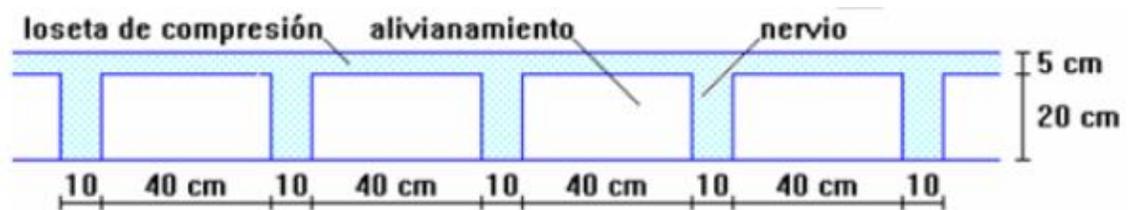


Figura 3.25. Dimensiones de la losa alivianada.

Fuente: Romo Proaño (2008).

Para poder comprobar que el espesor de la losa cumpla con los requerimientos mínimos se debe determinar un peralte equivalente de la losa nervada obteniendo la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta, tal como se indica en la Figura 3.26:

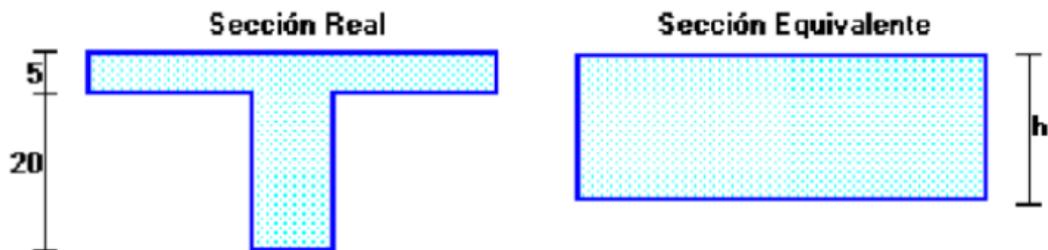


Figura 3.26. Sección real y equivalente.

Fuente: Romo Proaño (2008).

Para determinar el peralte mínimo requerido en la losa se toman las condiciones más desfavorables, en este caso el paño que tenga las mayores luces. Pues, el peralte mínimo requerido no depende de la carga que soporte la losa sino de las dimensiones del paño.

A continuación, se muestra el paño de losa referencial para el diseño:



Figura 3.27. Paño analizado en condición más desfavorable.

Fuente: Elaboración Propia.

El procedimiento para determinar el peralte mínimo requerido se sustenta en la siguiente tabla:

Tabla 3.41.

Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.

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

α_{fm} ⁽¹⁾	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ⁽¹⁾⁽²⁾
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Fuente: ACI 318-19.

Dentro de las consideraciones para el cálculo se tienen las siguientes:

- Es importante calcular el valor del factor α_{fm} .
- Dado que el factor α_{fm} da como resultado 0.755, se debe considerar el primer criterio de la Tabla 3.41 para calcular el espesor mínimo requerido.
- El factor β corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga y la luz libre en la dirección corta de la losa.
- El valor de l_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.

A continuación, se presentará una tabla de resumen que indica el cumplimiento del peralte equivalente con respecto al mínimo requerido. Razón por la cual no se necesita hacer cálculo de deflexión:

Tabla 3.42.

Peralte de la losa.

Peralte de la Losa	
Normativa ACI 318-19 Tabla 8.3.1.2	
hmin 1 (cm)	16.155
hmin 2 (cm)	12.5
h eq. (cm)	18.061

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.4.1. Diseño a Flexión

Para los diferentes usos que ofrece la edificación se muestra a continuación una tabla que indica las cargas en kg/m^2 que se van a aplicar en los diferentes paños analizados:

Tabla 3.43.

Cargas de losa.

Cargas de la losa según su uso		
Para paños de Losa (VIVIENDA)		
Carga Muerta	687.4194927	kg/m ²
Carga Viva	200	kg/m ²
Carga de Diseño	1144.903391	kg/m ²
Para paños de Losa (PATIO)		
Carga Muerta	326	kg/m ²
Carga Viva	480	kg/m ²
Carga de Diseño	1159.2	kg/m ²
Para paños de Losa (TECHO)		
Carga Muerta	366	kg/m ²
Carga Viva Techo	300	kg/m ²
Carga de Diseño	919.2	kg/m ²

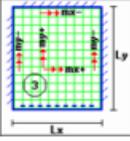
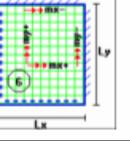
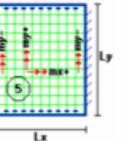
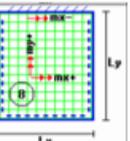
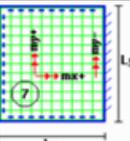
Fuente: Elaboración Propia.

Las cargas muertas y vivas de los diferentes usos se obtienen del predimensionamiento de la Tabla 1.3, Tabla 1.4 y Tabla 1.5 especificadas en el capítulo 1. Para la carga de diseño se utilizó la combinación de carga $1.2D + 1.6L$.

Para realizar el diseño de cada uno de los paños se deben considerar sus condiciones de borde, las mismas que están sustentadas en la siguiente tabla en la cual se resumen os modelos utilizados:

Tabla 3.44.

Modelos utilizados en el diseño de Paños.

Modelos utilizados en el diseño de Paños								
Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 + q + \delta + L_x^2/(E + h^3)$	δ	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0,0001 + q + m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0,0001 + q + m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0,0001 + q + m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0,0001 + q + m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177
	$\Delta = 0,0001 + q + \delta + L_x^2/(E + h^3)$	δ	406	489	572	644	693	712
	$M_{y-} = 0,0001 + q + m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y+} = 0,0001 + q + m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x-} = 0,0001 + q + m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x+} = 0,0001 + q + m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	428	409	369	310	271	238
	$\Delta = 0,0001 + q + \delta + L_x^2/(E + h^3)$	δ	323	340	351	354	348	335
	$M_{y-} = 0,0001 + q + m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	853	891	914	921	909	878
	$M_{y+} = 0,0001 + q + m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	440	465	481	485	477	458
	$M_{x+} = 0,0001 + q + m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	231	199	183	174	165	178
	$M_{x-} = 0,0001 + q + m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	-	-	-	-	-	-
	$\Delta = 0,0001 + q + \delta + L_x^2/(E + h^3)$	δ	569	754	979	1230	1469	1644
	$M_{y-} = 0,0001 + q + m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	-	-	-	-	-	-
	$M_{y+} = 0,0001 + q + m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	433	587	775	984	1183	1329
	$M_{x-} = 0,0001 + q + m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	1118	1225	1304	1334	1308	1246
	$M_{x+} = 0,0001 + q + m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	616	654	659	615	527	434
	$\Delta = 0,0001 + q + \delta + L_x^2/(E + h^3)$	δ	569	630	681	715	729	718
	$M_{y-} = 0,0001 + q + m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	1118	1220	1303	1360	1382	1364
	$M_{y+} = 0,0001 + q + m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	616	687	746	785	802	790
	$M_{x-} = 0,0001 + q + m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	-	-	-	-	-	-
	$M_{x+} = 0,0001 + q + m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	433	375	311	269	252	238

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se presenta el diseño de las losas del nivel N+3.24, N+6.48 y N+9.72 expresados en las siguientes tablas, en donde el cálculo del acero longitudinal requerido se realiza en base a la Ecuación 9 con sus respectivas adaptaciones:

Tabla 3.45.

Momentos últimos para losa de nivel N+3.24 y N+6.48.

Losa	Losa Tipo	q (Kg/m2)	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-)	Muy(+)	Mux(-)	Mux(+)
										Kg-m/m	Kg-m/m	Kg-m/m	Kg-m/m
2-3-C-D	3	1144.903391	4.25	6.23	0.68	548	185	888	464	1133.253999	382.5766238	1836.367794	959.5435322
3-4-C-D		1159.2	3.9	6.23	0.63	532	167	902	473	937.9921824	294.4449144	1590.355166	833.9667336
2-3-B-C	6	1144.903391	5.27	6.8	0.78	1120	621	852	369	3561.296188	1974.611547	2709.128886	1173.319905
3-4-B-C		1144.903391	3.9	5.27	0.74	1240	704	310	827	2159.333592	1225.944233	539.833398	1440.136194
3-4-D-E		1159.2	3.2	3.9	0.82	621	1120	369	852	728.0486461	1329.463296	438.0106752	1011.341722
2-3-D-E		1144.903391	3.2	6.8	0.47	238	764	1353	782	279.0266953	895.6991394	1586.231591	916.8019988
2-3-C-D (pequeña)		1144.903391	2.48	2.55	0.97	428	839	839	428	301.3810714	590.7913993	590.7913993	301.3810714

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.46.

Momentos últimos para la losa de nivel N+9.72

Losa	Losa Tipo	q (Kg/m2)	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-)	Muy(+)	Mux(-)	Mux(+)
										Kg-m/m	Kg-m/m	Kg-m/m	Kg-m/m
2-3-C-D	5	919.2	4.25	6.23	0.68	0	174	921	485	0	288.89307	1529.140905	805.247925
2-3-B-C	6	919.2	5.27	6.8	0.78	1120	621	852	369	2859.231164	1585.341565	2175.057993	942.0145532
3-4-B-C	8	919.2	3.9	5.27	0.74	984	-	615	1334	1375.733549	-	859.833468	1865.069669
2-3-D-E	7	919.2	3.2	6.8	0.47	790	1364	238	-	743.596032	1283.879731	224.0200704	-
2-3-C-D (pequeña)	6	919.2	2.48	2.55	0.97	428	839	839	428	241.9675607	474.3242604	474.3242604	241.9675607

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.47.

Acero requerido para la losa de nivel N+3.24 y N+6.48 para cada eje.

Losa	M		b	d	f'c	fy	As		As_min
	(Kg-m/m)						(cm)	(cm)	
2-3-C-D	Muy(-)	1133.253999	20	22	240	4200	Asy(-)	1.40920	1.47
	Muy(+)	382.5766238	100	22	240	4200	Asy(+)	0.46104	1.47
	Mux(-)	1836.367794	20	22	240	4200	Asx(-)	2.33589	1.47
	Mux(+)	959.5435322	100	22	240	4200	Asx(+)	1.16015	1.47
3-4-C-D	Muy(-)	937.9921824	20	22	240	4200	Asy(-)	1.15938	1.47
	Muy(+)	294.4449144	100	22	240	4200	Asy(+)	0.35466	1.47
	Mux(-)	1590.355166	20	22	240	4200	Asx(-)	2.00661	1.47
	Mux(+)	833.9667336	100	22	240	4200	Asx(+)	1.00760	1.47
2-3-B-C	Muy(-)	3561.296188	20	22	240	4200	Asy(-)	4.82775	1.47
	Muy(+)	1974.611547	100	22	240	4200	Asy(+)	2.40146	1.47
	Mux(-)	2709.128886	20	22	240	4200	Asx(-)	3.55309	1.47
	Mux(+)	1173.319905	100	22	240	4200	Asx(+)	1.42036	1.47
3-4-B-C	Muy(-)	2159.333592	20	22	240	4200	Asy(-)	2.77703	1.47
	Muy(+)	1225.944233	100	22	240	4200	Asy(+)	1.48451	1.47
	Mux(-)	539.833398	20	22	240	4200	Asx(-)	0.65932	1.47
	Mux(+)	1440.136194	100	22	240	4200	Asx(+)	1.74603	1.47
3-4-D-E	Muy(-)	728.0486461	20	22	240	4200	Asy(-)	0.89419	1.47
	Muy(+)	1329.463296	100	22	240	4200	Asy(+)	1.61082	1.47
	Mux(-)	438.0106752	20	22	240	4200	Asx(-)	0.53336	1.47
	Mux(+)	1011.341722	100	22	240	4200	Asx(+)	1.22314	1.47
2-3-D-E	Muy(-)	279.0266953	20	22	240	4200	Asy(-)	0.33821	1.47
	Muy(+)	895.6991394	100	22	240	4200	Asy(+)	1.08256	1.47
	Mux(-)	1586.231591	20	22	240	4200	Asx(-)	2.00113	1.47
	Mux(+)	916.8019988	100	22	240	4200	Asx(+)	1.10820	1.47
2-3-C-D (pequeña)	Muy(-)	301.3810714	20	22	240	4200	Asy(-)	0.36554	1.47
	Muy(+)	590.7913993	100	22	240	4200	Asy(+)	0.71280	1.47
	Mux(-)	590.7913993	20	22	240	4200	Asx(-)	0.72264	1.47
	Mux(+)	301.3810714	100	22	240	4200	Asx(+)	0.36303	1.47

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.48.

Acero requerido para la losa de nivel N+9.72 para cada eje.

Losa	M		b	d	f'c	fy	As		As_min
	(Kg-m/m)						(cm)	(cm)	
2-3-C-D	Muy(-)	0	20	22	240	4200	Asy(-)	0.00000	1.47
	Muy(+)	288.89307	100	22	240	4200	Asy(+)	0.34796	1.47
	Mux(-)	0	20	22	240	4200	Asx(-)	0.00000	1.47
	Mux(+)	805.247925	100	22	240	4200	Asx(+)	0.97274	1.47
2-3-B-C	Muy(-)	2859.231164	20	22	240	4200	Asy(-)	3.77091	1.47
	Muy(+)	1585.341565	100	22	240	4200	Asy(+)	1.92369	1.47
	Mux(-)	2175.057993	20	22	240	4200	Asx(-)	2.79877	1.47
	Mux(+)	942.0145532	100	22	240	4200	Asx(+)	1.13884	1.47
3-4-B-C	Muy(-)	1375.733549	20	22	240	4200	Asy(-)	1.72384	1.47
	Muy(+)	0	100	22	240	4200	Asy(+)	0.00000	1.47
	Mux(-)	859.833468	20	22	240	4200	Asx(-)	1.06025	1.47
	Mux(+)	1865.069669	100	22	240	4200	Asx(+)	2.26679	1.47
2-3-D-E	Muy(-)	743.596032	20	22	240	4200	Asy(-)	0.91371	1.47
	Muy(+)	1283.879731	100	22	240	4200	Asy(+)	1.55518	1.47
	Mux(-)	224.0200704	20	22	240	4200	Asx(-)	0.27110	1.47
	Mux(+)	0	100	22	240	4200	Asx(+)	0.00000	1.47

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.49.

Acero constructivo requerido para la losa de nivel N+3.24 y N+6.48 para cada eje.

Losa	Area seleccionada		Area seleccionada		Aceros reales			
		cm2/m		cm2/nervio	# \emptyset	\emptyset	Area	\emptyset de Construcción
2-3-C-D	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	2.34	Asx(-)	1.17	1	14	1.5394	14
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
3-4-C-D	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	2.01	Asx(-)	1.00	1	12	1.1310	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
2-3-B-C	Asy(-)	4.83	Asy(-)	2.41	1	18	2.5447	18
	Asy(+)	2.40	Asy(+)	1.20	1	14	1.5394	14
	Asx(-)	3.55	Asx(-)	1.78	1	16	2.0106	16
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
3-4-B-C	Asy(-)	2.78	Asy(-)	1.39	1	14	1.5394	14
	Asy(+)	1.48	Asy(+)	0.74	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	1.75	Asx(+)	0.87	1	12	1.1310	12
3-4-D-E	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.61	Asy(+)	0.81	1	12	1.1310	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
2-3-D-E	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	2.00	Asx(-)	1.00	1	12	1.1310	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
2-3-C-D (pequeña)	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.50.

Acero constructivo requerido para la losa de nivel N+9.72 para cada eje.

Losa	Area seleccionada		Area seleccionada		Aceros reales			
		cm2/m		cm2/nervio	# Ø	Ø	Area	Ø de Construcción
2-3-C-D	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
2-3-B-C	Asy(-)	3.77	Asy(-)	1.89	1	16	2.0106	16
	Asy(+)	1.92	Asy(+)	0.96	1	12	1.1310	12
	Asx(-)	2.80	Asx(-)	1.40	1	14	1.5394	14
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12
3-4-B-C	Asy(-)	1.72	Asy(-)	0.86	1	12	1.1310	12
	Asy(+)	1.47	Asy(+)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	2.27	Asx(+)	1.13	1	14	1.5394	14
2-3-D-E	Asy(-)	1.47	Asy(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asy(+)	1.56	Asy(+)	0.78	1	10	0.7854	12
	Asx(-)	1.47	Asx(-)	0.73	1	10	0.7854	12
	Asx(+)	1.47	Asx(+)	0.73	1	10	0.7854	12

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.4.2. Diseño a Corte.

Tabla 3.51.

Verificación del Cortante de Losa Nivel: N+3.24, N+6.48.

Losa	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	b (cm)	d (cm)	Ancho Critico	Altura Critica	Vu	vu	vc	Cumplimiento
						(m)	(m)	(kg)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
2-3-C-D	1144.903391	4.25	6.23	20	22	1	1.855	2123.795791	6.436	8.211	CUMPLE
3-4-C-D	1159.2	3.9	6.23	20	22	1	1.68	1947.456	5.901	8.211	CUMPLE
2-3-B-C	1144.903391	5.27	6.8	20	22	1	2.365	2707.69652	8.205	8.211	CUMPLE
3-4-B-C	1144.903391	3.9	5.27	20	22	1	1.68	1923.437697	5.829	8.211	CUMPLE
3-4-D-E	1159.2	3.2	3.9	20	22	1	1.33	1541.736	4.672	8.211	CUMPLE
2-3-D-E	1144.903391	3.2	6.8	20	22	1	1.33	1522.72151	4.614	8.211	CUMPLE
2-3-C-D (pequeña)	1144.903391	2.48	2.55	20	22	1	0.97	1110.556289	3.365	8.211	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.52.

Verificación del Cortante de Losa Nivel: N+9.72.

Losa	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	b (cm)	d (cm)	Ancho Critico	Altura Critica	Vu	vu	vc	Cumplimiento
						(m)	(m)	(kg)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
2-3-C-D	919.2	4.25	6.23	20	22	1	1.855	1705.116	5.167	8.211	CUMPLE
2-3-B-C	919.2	5.27	6.8	20	22	1	2.365	2173.908	6.588	8.211	CUMPLE
3-4-B-C	919.2	3.9	5.27	20	22	1	1.68	1544.256	4.680	8.211	CUMPLE
2-3-D-E	919.2	3.2	6.8	20	22	1	1.33	1222.536	3.705	8.211	CUMPLE
2-3-C-D (pequeña)	919.2	2.48	2.55	20	22	1	0.97	891.624	2.702	8.211	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia.

Para el diseño a corte se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

-La fuerza cortante última V_u se calcula utilizando la carga q correspondiente al uso de cada paño y considerando la sección crítica a corte.

-El esfuerzo v_u se sustenta en la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \text{Ecuación 17. Esfuerzo de corte.}$$

-El esfuerzo cortante generado es menor a la resistencia nominal del hormigón.

3.1.4.3. Armadura de Temperatura y Retracción del fraguado.

La armadura mínima considerada para absorber los esfuerzos generados en el hormigón se puede evidenciar en la siguiente tabla:

Tabla 3.53.

Acero mínimo requerido por metro de ancho de losa en cada dirección.

p_min	0.003
As_min	p_min*b*d
As_min (cm ²)	0.75

Fuente: Elaboración Propia.

El máximo espaciamiento entre alambres de malla es:

Tabla 3.54.

Máximo espaciamiento entre alambres de malla.

e_max1 (cm)	25
e_max2 (cm)	45
e_max	25

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto, la malla electro soldada utilizada es la Malla Armex Tipo R-84 del catálogo de Ideal Alambrec.

3.1.5 DISEÑO DE NUDO

Para el análisis se consideró un único nudo, en donde van a intersectar:

- La columna más cargada (Story 1, Columna C5)
- La viga de mayor luz en el sentido X.
- La viga de mayor luz en el sentido Y.

A continuación, se muestra el nudo analizado:



Figura 3.28. Vista 2D de nudo.

Fuente: Elaboración Propia.

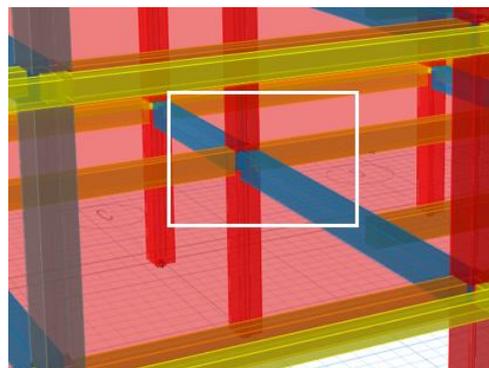


Figura 3.29. Vista 3D de nudo.

Fuente: Elaboración Propia.

Según el ACI 318-19, la resistencia nominal del nudo a corte depende de parámetros que se detalla con la siguiente figura:

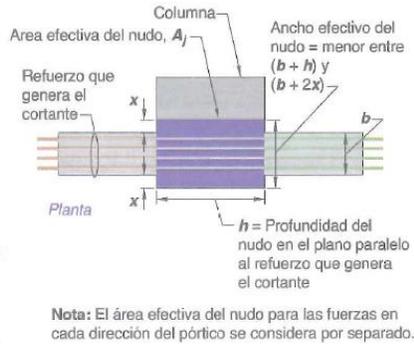


Fig. R15.4.2 — Área efectiva del nudo

Figura 3.30. Área efectiva del nudo.

Fuente: ACI 318-19

Donde:

A_j : área efectiva del nudo (cm²).

b : dimensión de la base de la viga en el sentido del cortante (cm).

h : dimensión de la base/altura de la columna en el sentido del cortante (cm).

x : dimensión excedente entre la base de la viga y la base/altura de la columna en el sentido del cortante (cm).

Para el análisis se considera una sollicitación a cortante $V_u = 11084.41$ kgf.

En la Tablas 3.55 y Tabla 3.56 se muestra el cálculo del área efectiva del nudo.

Tabla 3.55.

Dimensiones de vigas y columnas del nudo

Eje	Story/Columna	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C5	30	40	527	40	45	324
Y	Story 1 - C5	30	45	329	40	45	324

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.56.

Ancho efectivo del nudo

Ancho Efectivo					Area efectiva			
b (cm)	h (cm)	2*x	(b+h)	(b+2x)	Ancho efectivo (cm)	Área del nudo A_j (cm ²)	Área de la columna (cm ²)	An \leq Ac
30	40	15	70	45	45	1800	1800	CUMPLE
30	45	10	75	40	40	1800	1800	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Para poder calcular la resistencia a corte que tiene el nudo con respecto a la fuerza de corte actuante, se deben determinar los siguientes parámetros:

- Continuidad de la COLUMNA en el nudo.
- Continuidad de la VIGA en el nudo.
- Confinamiento del nudo.

Continuidad de la COLUMNA en el nudo.

Según ACI 318-19. Sección 15.2.6: una extensión de la columna que se supone provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con (a) y (b):

- a. La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual a la dimensión de la columna h medida en la dirección del cortante del nudo considerado.
- b. El refuerzo longitudinal y transversal de la columna localizada debajo del nudo se continua a través de la extensión.

Tabla 3.57.

Continuidad en la columna.

Eje	Story/Columna	Condiciones	
		a	b
X	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Continuidad de la VIGA en el nudo.

Según ACI 318-19. Sección 15.2.7: una extensión de la viga que provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con (a) y (b):

- a. La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga h .
- b. El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta del nudo se continua a través de la extensión:

Tabla 3.58.

Continuidad en la viga

Eje	Story/Viga	Condiciones	
		a	b
X	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Confinamiento del nudo viga-columna.

Según ACI 318-19. Sección 15.2.8: un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con (a), (b) y (c):

- a. El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
- b. Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga h más allá de las caras del nudo.
- c. Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tanto superiores como inferiores que cumplan con 9.6.1.2 (representada en la Ecuación 6 y

Ecuación 7) y disponen de estribos de barras No.10, o mayor, que cumplan con 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

Tabla 3.59.

Av. min requerido.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_{yt}}$	(a)
	mayor de:	$3.5 \frac{b_v s}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_{yt}}$	(c)
		$3.5 \frac{b_v s}{f_{yt}}$	(d)
	de:	$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_v}}$	(e)

Fuente: ACI 318-19

Tabla 3.60.

Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido		s máximo, mm			
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 1.1\sqrt{f'_c} b_v d$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$> 1.1\sqrt{f'_c} b_v d$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

Fuente: ACI 318-19

Tabla 3.61.

Acero mínimo transversal y longitudinal en las vigas del nudo.

Viga VY_30x45		Viga VX_30x40	
Datos		Datos	
f'c (kg/cm ²)	240	f'c (kg/cm ²)	240
fy(kg/cm ²)	4200	fy(kg/cm ²)	4200
bw (cm)	30	bw (cm)	30
d (cm)	37.333	d (cm)	34.2
s (cm)	9	s (cm)	8
Acero longitudinal		Acero longitudinal	
As_empleado (cm ²)	29.72	As_empleado (cm ²)	20.608
As_min1 (cm ²)	3.30491628	As_min1 (cm ²)	3.02757
AS_min2 (cm ²)	3.7333	AS_min2 (cm ²)	3.42
Acero por corte		Acero por corte	
As_empleado (cm ²)	0.785	As_empleado (cm ²)	0.785
As_min1 (cm ²)	0.199182	As_min1 (cm ²)	0.17705
AS_min2 (cm ²)	0.225	AS_min2 (cm ²)	0.2

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.62.

Confinamiento del nudo en cada dirección

Eje	Story/Columna	Condiciones		
		a	b	c
X	Story 1 - C5	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

En las dos direcciones X, Y se cumple lo siguiente:

- Columna: Continua o cumple con 15.2.6
- Viga: Continua o cumple 15.2.7

Para el criterio de confinamiento se cumple lo siguiente:

- Dirección X: No confinada
- Dirección Y: Confinada

Con estas conclusiones, en la Tabla 3.63, se señala las fórmulas para calcular la resistencia nominal del nudo a corte (los coeficientes son para unidades de MPa, mientras que en la

Tabla 3.64 se colocan ya los respectivos coeficientes correspondientes para unidad de kg/cm²).

Tabla 3.63.

Resistencia nominal del nudo a cortante.

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, N^{[2]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Fuente: ACI 318-19

Tabla 3.64.

Resistencia del nudo a corte.

Eje	Story/Columna	Resistencia a Cortante				
		Confinamiento	Fórmula empleada	ϕV_n (kgf)	V_u (kgf)	$\phi V_n \geq V_u$
X	Story 1 - C5	No confinado	$5,3 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$	110844.78	11084	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	Confinado	$6,4 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$	133850.3	11084	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

3.1.6 COMPROBACIÓN DE COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL

Al actuar un sismo sobre la base de una estructura, hará que esta se mueva lateralmente mientras los elementos estructurales designados disipan la energía. En caso de que el sismo ocasione el fallo de la estructura, se procura que el daño causado sea de las vigas y mas no de las columnas, puesto que si el fallo fuera de las columnas, se genera el colapso total de la estructura, mientras que en el caso de las vigas se puede tener un poco más de

control. Para lograrlo se debe realizar el diseño de los elementos estructurales de manera que la resistencia a momento de las vigas sea inferior al de las columnas, previniendo así que las vigas empujen y provoquen el fallo de las columnas a la hora de un sismo. Este criterio se analiza mediante la comprobación de Columna Fuerte – Viga Débil.

La revisión de este criterio es bastante importante y básicamente consiste en calcular los momentos resistentes de las vigas y columnas que llegan a un determinado nudo (para el presente trabajo, se toma el nudo con la columna más cargada). Una vez calculados los momentos resistentes con los diseños definitivos de los elementos estructurales, se realiza una comparación entre los momentos de las columnas y los de las vigas, cuya relación debe ser igual o mayor a 1.2.

Momento resistente de Columna

Para la determinación del momento resistente de la columna se parte del diagrama de interacción de la misma con su diseño definitivo. Para el nudo, se tiene que las dos columnas que llegan son de la misma sección y armado longitudinal, por lo que, se utiliza el mismo gráfico. En el diagrama se debe representar las cargas axiales y momentos nominales de la columna, es decir, sin aplicar los factores de reducción a compresión y flexión respectivamente.

En la gráfica se debe ubicar la carga axial última (P_u) que le llega a la columna, y posteriormente se puede determinar cuál es el momento resistente que la columna debe resistir a esa carga aplicada, este criterio se analiza en la Figura 3.31 y Figura 3.32 que representan los diagramas para la columna inferior y superior al nudo respectivamente:

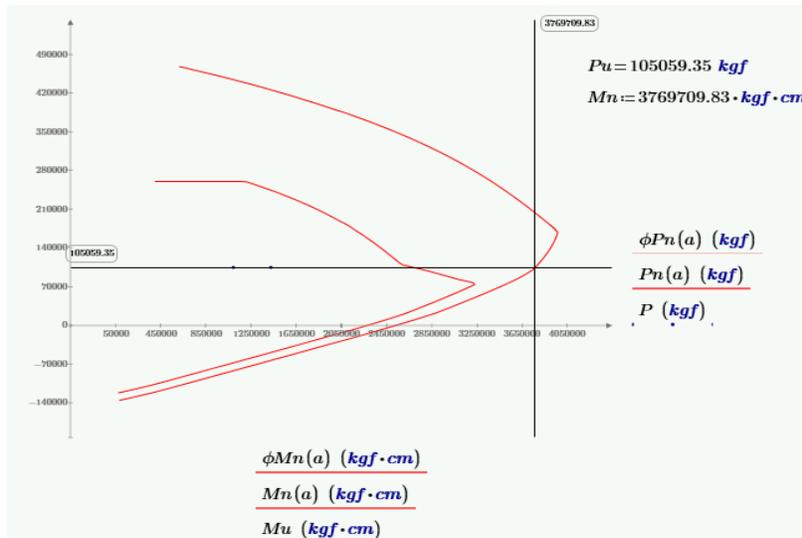


Figura 3.31. Momento resistente nominal de la columna inferior al nudo.

Fuente: Elaboración propia.

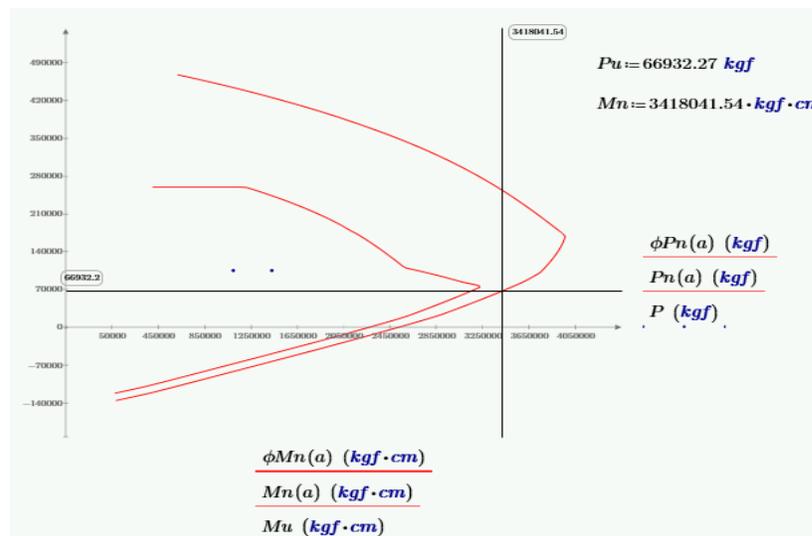


Figura 3.32. Momento resistente nominal de la columna superior al nudo.

Fuente: Elaboración propia.

Momento resistente de Viga y Comprobación Columna Fuerte – Viga Débil

De igual manera que la sección anterior, para esta se debe tomar en cuenta el diseño definitivo de las vigas para poder calcular los momentos resistentes. Pero aquí se realiza una separación, es decir, por un lado, se analiza el momento resistente que genera al acero colocado para momento negativo (sentido horario) y por otro el acero colocado para

momento positivo (sentido anti horario), en caso que haya inversión de momentos generados. El cálculo de los momentos resistentes de las vigas, se presenta en el anexo correspondiente.

Con la determinación de los momentos resistentes de vigas y columna, se puede realizar la comprobación respectiva, la cual se analiza en la Tabla 3.65 donde se evidencia el cumplimiento del criterio.

Tabla 3.65.

Columna Fuerte - Viga Débil.

Columna Fuerte - Viga Débil							
1	Columna		Vigas Eje "Y" de Sección 30x45cm			Comprobación	
	Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn.C / Mn. V	Relación \geq 1.2
1	40x45cm	7187751.37	Y	Horario	3600600.091	1.996264841	CUMPLE
				Antihorario	3600600.091	1.996264841	CUMPLE
2	Columna		Vigas eje "X" de Sección 30x40cm			Comprobación	
	Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn.C / Mn. V	Relación \geq 1.2
2	40x45cm	7187751.37	X	Horario	2516269.518	2.856510926	CUMPLE
				Antihorario	2516269.518	2.856510926	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

3.2.DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

El diseño en acero va enfocado principalmente a perfiles para vigas, columnas y las respectivas placas que funcionan como bases de columna. Además, en esta sección se tiene el diseño en hormigón armado de vigas de cimentación, cimentaciones y los pedestales que permiten la conexión y el traspaso de esfuerzos de los perfiles de columna a las cimentaciones.

Para el diseño de los elementos estructurales en acero, se considera un módulo de elasticidad $E=2038901.92 \text{ kgf/cm}^2$ y una fluencia $F_y=2531.05 \text{ kgf/cm}^2$.

3.2.1 DISEÑO DE PERFILES PARA COLUMNAS

Para el diseño de las columnas de acero se consideraron perfiles cajón, cuyas secciones transversales (base, altura y espesores) varían según las sollicitaciones resistidas. Además,

algunas de sus dimensiones están establecidas para disminuir la torsión generada en la estructura.

3.2.1.1. PERFILES CAJÓN

Se diseñaron tres perfiles de columna, los cuales son:

- Perfil 1: 300x300x20mm
- Perfil 2: 400x400x20mm
- Perfil 3: 300x600x22mm

Para calcular la capacidad resistente de la columna, se debe determinar la esbeltez que tiene dicha columna alrededor del eje X-X y el eje Y-Y. En el caso de las secciones cuadradas, solo basta con calcular la esbeltez en uno de los ejes. Para el cálculo de la esbeltez se utiliza la Ecuación 18:

$$\lambda = \frac{k * L}{r} \quad \text{Ecuación 18. Esbeltez en Columnas.}$$

Donde:

k: factor de longitud efectiva.

L: longitud no arriostrada lateralmente del miembro (cm).

r: radio de giro (cm).

Para la sección rectangular se tiene dos valores de esbeltez, por lo que, se debe tomar el mayor valor que indica menor resistencia al pandeo lateral. Posteriormente con el valor de esbeltez definido se determina el esfuerzo crítico (F_{cr}) que puede resistir la columna, mediante la Ecuación 19 y Ecuación 20:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{Ecuación 19. Valor de } F_{cr}.$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25\right) \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Ecuación 20. Valor de Fcr.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación 21. Esfuerzo efectivo.}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad del acero A36 2038901.92 kgf/cm².

F_y: tensión mínima de fluencia del acero A36 (2531.05 kgf/cm²)

F_e: tensión de pandeo elástico (kgf/cm²)

La carga nominal y las solicitaciones de cada columna se muestran en la Tabla 3.66:

Tabla 3.66.

Diseño de Perfiles de Columna.

Diseño de Perfiles de Columna			
Perfil	Esbeltez	Fcr (kgf/cm ²)	Carga Nominal (kgf) $P_n = \phi_c * A_g * F_{cr}$
(300x300x20mm)	14.136	2504.563	504919.129
(400x400x20mm)	10.428	2516.602	688542.213
(300x600x22mm)	13.054	2508.446	862905.286

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 DISEÑO DE PEDESTALES

Los pedestales con aquellos elementos que permiten la transmisión de esfuerzos desde los perfiles de las columnas hasta las zapatas. Debido que los pedestales tienen una longitud corta, solo se diseñan mediante cargas a compresión, mediante la Ecuación 22:

$$P_n = \alpha * \varphi * [0,85 * f'c * (A_g - A_s) + f_y * A_s] \geq P_u \quad \text{Ecuación 22. Carga a Compresión.}$$

Para los perfiles de columna diseñados, se utilizan las siguientes secciones de pedestales:

- Pedestal 1: 500x500mm para el perfil 300x300x20mm
- Pedestal 2: 600x600mm para el perfil 400x400x20mm
- Pedestal 3: 500x800mm para el perfil 300x600x22mm

Debido a las solicitaciones que llegan a los pedestales y considerando las secciones que tienen, solamente se requiere acero longitudinal mínimo por cuantía. Mientras que, para el armado transversal, no se considera ninguna solicitación a corte. Por lo que, la separación de los estribos se basa en la normativa (resultados evidenciados en la Tabla 3.67).

Tabla 3.67.

Armado longitudinal de Pedestales.

Armado longitudinal de pedestales			
Pedestal	Acero mínimo (cm ²) $\rho = 0,01 * A_g$	Acero empleado (cm ²)	Separación de estribos (cm)
(500x500mm)	25	25.13	12
(600x600mm)	36	37.69	12
(500x800mm)	40	41.59	10

Fuente: Elaboración propia

3.2.3 DISEÑO DE PLACAS – BASES DE COLUMNA

Para el diseño de las placas se debe calcular el área mínima requerida en base al momento último máximo (M_u) y la carga última (P_u), pero suponiendo una de las dimensiones de la placa (dimensión que se asumen tomando en cuenta el área del perfil de columna) para obtener el valor mínimo requerido del otro lado mediante la Ecuación 23:

$$N = \frac{P_u}{2 * B * f'_c} + \sqrt{\left(\frac{P_u}{2 * B * f'_c}\right)^2 + \frac{6 * M_u}{B * f'_c}} \quad \text{Ecuación 23. Dimensiones de Placa Base.}$$

Donde:

N: lado mínimo requerido de la placa para la dimensión asumida B (cm).

B: dimensión asumida de la placa (cm).

P_u : carga última (kgf).

M_u : momento último (kgf*cm).

f'_c : resistencia del hormigón (240 kgf/cm²).

Una vez determinadas las dimensiones definitivas de la placa base, se procede a calcular los esfuerzos de compresión y tracción que se generan en la misma (fórmula que se expresa en la Ecuación 24.).

$$f_{c_{max}}, f_{c_{min}} = \frac{P_u}{B * N} \pm \frac{6 * M_u}{B * N^2} \quad \text{Ecuación 24. Esfuerzos de compresión y tracción.}$$

El esfuerzo a compresión obtenido es esencial para determinar el espesor de la placa base, puesto que, con este valor de esfuerzo y la distancia entre el borde de la placa y el perfil, se calcula el momento resistente del volado y con ello el espesor mínimo requerido. Para el proceso se utiliza la Ecuación 25:

$$t_p = 2,1 * \sqrt{\frac{M}{F_y}} \quad \text{Ecuación 25. Espesor mínimo de la placa base.}$$

Donde:

M: momento resistente del volado (kgf*cm)

Fy: fluencia del acero tipo (2531.05 kgf/cm²).

En los tres diseños de las placas existen esfuerzos de tracción, por lo que, se debe calcular la carga de tracción que resisten los pernos de anclaje y con ello el número de pernos requeridos, aplicando la Ecuación 26.

$$T = \frac{Mu - Pu * a}{Y} \quad \text{Ecuación 26. Fuerza de Tracción sobre la placa.}$$

Donde:

Y, a: factores que dependen de las dimensiones y esfuerzos generados sobre la placa. La Tabla 3.68 muestra principalmente los diámetros de los diferentes pernos, así como sus resistencias a la tracción, con la cual se puede definir qué cantidad de pernos se puede utilizar para cada placa en base a la sollicitación.

Tabla 3.68.

Dimensiones de los pernos de anclaje.

DIMENSIONES DE LOS PERNOS DE ANCLAJE						
Diámetro exterior del perno "d" (mm)	Área de la sección neta (por la rosca) cm ²	Largo de penetración del perno de anclaje (mm)			Dimensión de la arandela "c"	Esfuerzo de cálculo máximo tolerable para un perno, kN (cuando Rt= 14 kN/cm ²)
		Sin arandela de apoyo	L2	Con arandela de apoyo		
		L1		L3		
20	2.25	700	-	-	-	31.5
22	2.81	750	-	-	-	39.4
24	3.24	850	-	-	-	45.4
27	4.27	950	-	-	-	59.8
30	5.18	1050	-	-	-	72.5
36	7.58	1250	-	700	160x16	106
42	10	1450	-	800	200x20	140
48	13.4	-	1450	850	240x25	187
56	18.75	-	1650	1000	240x25	262
64	24.65	-	1850	1100	280x30	345
72	31.6	-	2000	1250	280x30	442
76	35.8	-	2100	1350	320x30	501

Fuente: Mujanov, K. K. (1986).

En la Tabla 3.69 se presenta un resumen de los diseños de las placas bases para cada uno de los perfiles de columna.

Tabla 3.69.

Diseño de Placas base.

Diseño de Placas Base			
Placa	Espesor (mm)	N° pernos por lado y diámetros (Eje X)	N° pernos por lado y diámetros (Eje Y)
(450x450mm)	22	4 / 20mm	4 / 20mm
(550x550mm)	22	4 / 24mm	4 / 24mm
(450x750mm)	22	2 / 36mm 1 / 20mm	6 / 36mm

Fuente: Elaboración propia

3.2.4 DISEÑO DE PERFILES PARA VIGAS

En este apartado se comprueba, que todas las consideraciones tomadas para las vigas en el software de análisis estructural estén correctas. El objetivo es que las solicitaciones últimas sobre las vigas (M_u y V_u) sean menores a sus capacidades resistentes.

Para evitar el pandeo lateral de las vigas, estas se arriostran mediante el uso de viguetas, que deberán estar separadas una longitud máxima dependiendo de la ductilidad del elemento estructural. Para el caso del presente trabajo se consideró que los elementos encargados de resistir las cargas sísmicas tienen una ductilidad moderada o intermedia (IMF). Entonces, la máxima longitud que pueden separarse las viguetas se sustenta en la Ecuación 27:

$$L_b = 0,19 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y}$$

Ecuación 27. Longitud de arriostramiento.

Donde:

r_y : radio de giro alrededor del eje “y” (cm)

R_y : relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado (=1.5).

Con esta ecuación se puede comprobar si la separación entre las viguetas es la adecuada. Este criterio se evidencia en la Tabla 3.69.

A continuación, se calcula el momento nominal de la viga, en base a uno de los siguientes tres criterios, considerando que el momento debe ser multiplicado por un factor de reducción = 0.90:

- a. Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica y el momento nominal de la viga es el expresado en la Ecuación 28:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad \text{Ecuación 28. Momento nominal caso (a).}$$

- b. Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b * (M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) \quad \text{Ecuación 29. Momento nominal caso (b).}$$

- c. Cuando:

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 30. Momento nominal caso (c).}$$

Donde:

Mp: momento de plastificación. (kgf*cm).

Zx: módulo de plastificación (cm³)

Cb: factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

Sx: módulo elástico (cm³).

Lp: longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia (cm).

Lr: longitud no arriostradas para el estado límite de pandeo-torsional inelástico (cm).

Como se mencionó previamente, otro valor que se debe calcular es la resistencia nominal a corte del perfil, aplicando la Ecuación 31. El factor de reducción por corte aplicando es de 0.9:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 31. Resistencia nominal a corte.}$$

Donde:

A_w: área del alma del perfil (cm²).

C_v: coeficiente para el perfil tipo (=1).

A continuación, se presenta la Tabla 3.70 que indica los resultados obtenidos de los diseños de vigas.

Tabla 3.70.

Diseño de Perfiles de Viga.

Diseño de Perfiles de Viga					
Perfil	Lb empleado (cm)	Momento nominal $\phi * Mn$ (kgf * cm)	Momento último (kgf*cm)	Cortante nominal $\phi * Vn$ (kgf)	Cortante último (kgf)
X = (400x150mm)	207.667	1826000.712	1256891.96	31162.28	9412.08
X = (400x200mm)	207.667	2604374.519	1299756.96	30834.264	9297.72
Y = (400x150mm)	113.333	1990468.341	1250104.92	41549.717	11053.53
Y = (450x150mm)	113.333	2345827.761	1974865.49	47016.785	14255.17

Fuente: Elaboración propia**3.2.5 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS**

El diseño de las zapatas para esta sección tiene el mismo procedimiento que el mostrado para la estructura de hormigón. Por lo que, solamente se presenta la Tabla 3.71 que resume los resultados obtenidos.

Tabla 3.71.

Diseño de Zapatas.

Diseño de Zapatas				
Zapata	Dimensiones del Área (cm)	Espesor(cm)	Armado Longitudinal 1	Armado Longitudinal 2
Para Perfil (300x300x20mm)	160x160	35	13 Ø 12mm @ 12cm a lo largo del eje Y	13 Ø 12mm @ 12cm a lo largo del eje X
Para Perfil (400x400x20mm)	195x195	40	13 Ø 14mm @ 14cm a lo largo del eje Y	13 Ø 14mm @ 14cm a lo largo del eje X
Para Perfil (300x600x22mm)	145x240	35	17 Ø 12mm @ 14cm a lo largo del eje Y	11 Ø 14mm @ 12cm a lo largo del eje X

Fuente: Elaboración propia

4 RESULTADOS.

En base a la comparativa de costos realizada entre una edificación de tres pisos construida en acero y la misma edificación construida en hormigón, se observó que el presupuesto del edificio en hormigón armado resultó aproximadamente un 36% más barato en términos de costo estructural en relación al de acero. Por lo que este dato, demuestra que la elección del material para una construcción tiene gran influencia en el presupuesto final de un proyecto ingenieril.

Haciendo un análisis de los resultados obtenidos, se han encontrado algunas similitudes en ciertos rubros como las obras preliminares (limpieza de terreno y replanteo y nivelación) y hormigón simple de 240 kgf/cm² para contrapiso. Estos rubros tienen los mismos precios globales en ambos presupuestos, debido a que se trabaja en la misma área de construcción.

Por otro lado, también hay rubros que marcan ciertas diferencias como los relacionados a la fundición de cimentaciones. En el caso de la estructura de acero, se tienen zapatas más pequeñas en comparación con la estructura de hormigón, lo que denota una diferencia de costos en: excavación, desalojo de material, material de mejoramiento, encofrado y el hormigón como tal.

El aspecto más importante en el trabajo es la diferencia de precios en lo correspondiente a los elementos estructurales (columnas y vigas). Pues en la estructura de acero, el precio por kg del material es bastante elevado en comparación con el encofrado y fundición en la estructura de hormigón armado. A continuación, se presentan gráficos resumen de los presupuestos para ambas estructuras.

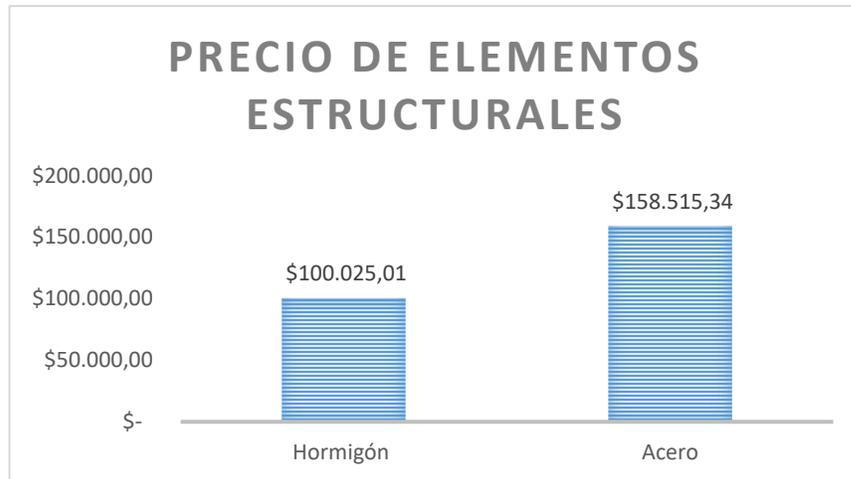


Figura 4.1 Precio de Elementos Estructurales

Fuente: Elaboración propia

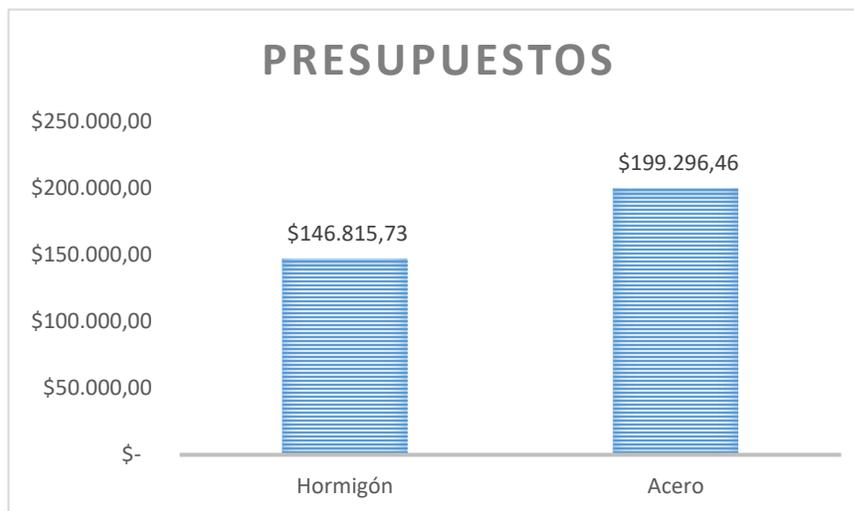


Figura 4.2 Presupuestos

Fuente: Elaboración propia

El hecho de que la edificación de acero presentara un costo estructural superior, nos indica que, para este caso en específico, el hormigón armado poseería una ventaja económica al momento de la elección del tipo de estructura. Como se mencionó al principio de este trabajo, la justificación se sustenta en todos los factores económicos y políticos que generaron la fluctuación de precios en los materiales de construcción, en donde, el acero

resultado ser el más influenciado. Este hecho es evidente y acertado, debido a que, un país en vías de desarrollo como el Ecuador importa materiales como el acero, lo que implica una mayor inversión que en el caso del hormigón.

Todo esto se resume en la susceptibilidad que tiene el acero en su oferta y demanda a nivel mundial, tomando en cuenta los aspectos macroeconómicos que pueden tener repercusiones en su precio.

5 CONCLUSIONES.

A través de este estudio, una vez llevado a cabo los análisis, cálculos y diseños estructurales previos, tanto para el hormigón como para el acero, se logró realizar un análisis comparativo de los costos para cada una de las edificaciones de tres plantas, posibilitando así, la identificación del tipo de estructura que resultó más económico en términos constructivos.

Mediante el modelo y análisis estructural realizado sobre la edificación de hormigón armado, se pudo evaluar el comportamiento de la estructura bajo las solicitaciones especificadas mediante la obtención de datos estructurales certeros. Así mismo, tomando en cuenta los parámetros de diseño pertinentes basados en la normativa vigente, se determinaron las dimensiones óptimas para los elementos estructurales en hormigón armado, teniendo en consideración la eficiencia y la seguridad.

Para el caso del acero, se llevó a cabo el modelo estructural junto con sus análisis necesarios para evaluar el comportamiento de la estructura. Posterior a ello, se determinaron mediante el diseño, las dimensiones y especificaciones de los elementos de acero, considerando factores de estabilidad y resistencia, tomando en consideración la normativa vigente para garantizar la seguridad y la eficiencia.

Se lograron evaluar los costos de cada una de las edificaciones realizando los análisis de precios unitarios, teniendo en cuenta factores importantes como la mano de obra, materiales y otros aspectos relacionados con el presupuesto. El análisis de los resultados reveló que la edificación construida en hormigón armado resulta más económica que la de acero tomando en consideración que es para este caso en específico.

En conclusión, los resultados obtenidos del análisis comparativo de costos para los dos tipos de edificaciones, permiten obtener información importante al momento de la toma

de decisiones en proyectos constructivos, poniendo énfasis en la importancia de contemplar el tipo de material desde un punto de vista económico.

6 RECOMENDACIONES

Es necesario ampliar el alcance del análisis incluyendo investigaciones futuras sobre diferentes tipos y tamaños de edificaciones. Con esto, se podrán obtener resultados y conclusiones más contundentes acerca de la factibilidad económica del acero y el hormigón en diferentes contextos.

En cuanto a los precios unitarios y presupuestos, es recomendable actualizar los costos de mano de obra y materiales, debido a que pueden variar con el tiempo por causas como las fluctuaciones del mercado, la inflación y otros aspectos económicos. Por lo que, es recomendable basarse en referencias de costos actualizadas para garantizar la relevancia y precisión de los resultados obtenidos.

7 LISTA DE REFERENCIAS

- ACI 318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*.
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>
- Asociación Nacional de Constructores Independientes. (2021). *Evolución de los precios de las materias primas y su impacto en las obras*. Madrid. https://www.ancisa.com/wp-content/uploads/2022/01/Nota-incremento-precios-materias-primas_ANCI_A%C3%B1o-2021.pdf
- Fontana, J. (2012). *El Diseño Estructural en las formas complejas de la arquitectura reciente* [Tesis doctoral, Universidad de Alicante]. Repositorio Institucional de la Universidad de Alicante. <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/26859>
- Miquel i Solé, L. (2018). *El arte del ingenio. Evolución del diseño estructural de la bóveda de cáscara desde la perspectiva del ingeniero civil* [Tesis de grado, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona] UPC BARCELONATECH. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/130949>
- Mujanov, K. K. (1986). *Construcciones metálicas*. URSS.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*. <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec3.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_CG_Cargas_Sismicas.pdf
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas-Diseño Sismo Resistente*. <http://cici.org.ec/wp-content/uploads/2017/12/NEC-SE-DS.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_HM_Hormigon_Armado.pdf
- Sanchis, A. (2017). *Evolución en el diseño estructural de los edificios en altura*. [Tesis de grado, Universidad de Alicante] Repositorio Institucional de la Universidad de Alicante. <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/67922>
- Romero, Y. (2022). *Crowe Global*. [https://www.crowe.com/co/-/media/crowe/firms/america/co/crowehorwathco/archivos/el-coste-del-acero-y-su-impacto-en-la-economia-global--\(1\).pdf](https://www.crowe.com/co/-/media/crowe/firms/america/co/crowehorwathco/archivos/el-coste-del-acero-y-su-impacto-en-la-economia-global--(1).pdf)
- Romo, M. (2008). *Temas de Concreto Armado*. Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército.

8 ANEXOS

- 8.1 Análisis Sísmico en Hormigón Armado
- 8.2 Análisis Sísmico en Acero
- 8.3 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Columnas)
- 8.4 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Vigas)
- 8.5 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Zapatas Aisladas)
- 8.6 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Losas Alivianadas)
- 8.7 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Nudo)
- 8.8 Anexo Hormigón Armado (Comprobación Columna Fuerte – Viga Débil)
- 8.9 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Columna y Pedestales)
- 8.10 Anexo Acero (Diseño de Placas – Bases de Columna)
- 8.11 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Viga)
- 8.12 Anexo Acero (Diseño de Viga de cimentación)
- 8.13 Anexo Acero (Diseño de Zapatas Aisladas)
- 8.14 Presupuesto en Hormigón Armado
- 8.15 Presupuesto en Acero
- 8.16 Planos Estructurales

ANEXO 8.1

Análisis Sísmico en Hormigón Armado - Espectro de Diseño

Período de Diseño: Método 1

Coeficiente que depende del tipo de edificio

Pórticos Especiales de Hormigón Armado	Ct	α
Sin muros estructurales	0.055	0.9
Con muros estructurales	0.055	0.75

Factores del Espectro de Respuesta

r	
Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E	1
Para tipo de suelo E	1.5

η	
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.8
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.6

Zona Sísmica (z)

Zona Sísmica	1	2	3	4	5	6
Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5

Tipo de Suelo

Tipo de Suelo	A	B	C	D	E	F
---------------	---	---	---	---	---	---

Factor Fa

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F						

Factor Fd

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F						

Factor Fs

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F						

A continuación, seleccione los valores que se le pide de las tablas planteadas previamente

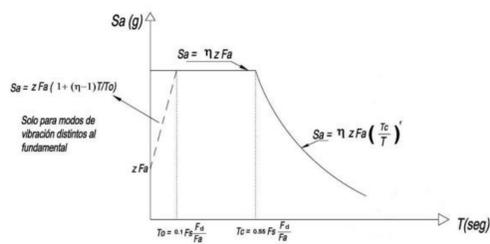
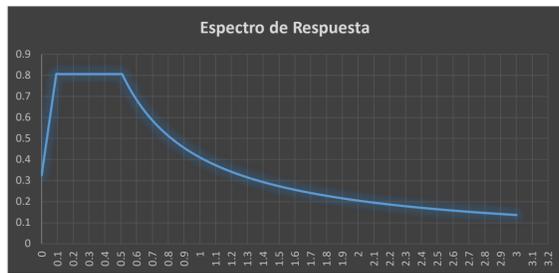
Ct=	0.055
α =	0.9
η =	2.48
r=	1
Zona Sísmica=	2
z=	0.25
Tipo de suelo=	C
Fa=	1.3
Fs=	0.94
Fd=	1.28

To=	0.09255385
Tc=	0.50904615

$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_R} \cdot W$$

Secciones de Trabajo	
Sección Vigas Eje X	25X35
Sección Vigas Eje Y	25x40
Sección de Columnas	40x40
Sección de Columnas	40x50
Sección Vigas de grada	25x30
Sección Vigas de volado 1	25x25
Sección Vigas de volado 2	25x35
Período en X (Análisis Modal)	0.753
Período en Y (Análisis Modal)	0.661
Aceleración en X	0.5448754
Aceleración en Y	0.62071286

T	Sa
0	0.325
0.01	0.37696975
0.02	0.42893949
0.03	0.48090924
0.04	0.53287899
0.05	0.58484874
0.06	0.63681848
0.07	0.68878823
0.08	0.74075798
0.09	0.79272773
0.09255385	0.806
0.11	0.806
0.12	0.806
0.13	0.806
0.14	0.806
0.15	0.806
0.16	0.806
0.17	0.806
0.18	0.806
0.19	0.806
0.2	0.806
0.21	0.806
0.22	0.806
0.23	0.806
0.24	0.806
0.25	0.806
0.26	0.806
0.27	0.806
0.28	0.806
0.29	0.806
0.3	0.806
0.31	0.806
0.32	0.806
0.33	0.806
0.34	0.806
0.35	0.806
0.36	0.806
0.37	0.806
0.38	0.806
0.39	0.806
0.4	0.806
0.41	0.806
0.42585557	0.806
0.43	0.806
0.44	0.806
0.45	0.806
0.46	0.806
0.47	0.806
0.48	0.806
0.49	0.806
0.50904615	0.806
0.51	0.80449255
0.52	0.78902154
0.53	0.77413434
0.54	0.75979852
0.55361224	0.74111657
0.56	0.73266286
0.57	0.71980912
0.58	0.70739862
0.59	0.69540881
0.6	0.68381867
0.61	0.67260852
0.62	0.66176
0.63	0.65125587
0.64	0.64108
0.65	0.63121723
0.661	0.62071286
0.67	0.61237493
0.68	0.60336941
0.69	0.59462493
0.7	0.58613029
0.71	0.57787493
0.72	0.56984889
0.73	0.56204274
0.74	0.55444757
0.753	0.54487543
0.76	0.53985684
0.77	0.53284571
0.78	0.52601436
0.79	0.51935595
0.8	0.512864
0.81	0.50653235
0.82	0.50035512
0.83	0.49432675
0.84	0.4884419
0.85	0.48269553
0.86	0.47708279
0.87	0.47159908
0.88	0.46624
0.89	0.46100135
0.9	0.45587911
0.91	0.45086945
0.92	0.4459687
0.93	0.44117333
0.94	0.43648
0.95	0.43188547
0.96	0.42738667
0.97	0.42298062
0.98	0.41866449
0.99	0.41443556
1	0.4102912
1.01	0.40622891
1.02	0.40224627
1.03	0.39834097
1.04	0.39451077
1.05	0.39075352
1.06	0.38706717
1.07	0.38344972
1.08	0.37989926
1.09	0.37641394
1.1	0.372992
1.11	0.36963171
1.12	0.36633143
1.13	0.36308956
1.14	0.35990456
1.15	0.35677496
1.16	0.35369931
1.17	0.35067624
1.18	0.34770441
1.19	0.34478252
1.2	0.34190933
1.21	0.33908364
1.22	0.33630426
1.23	0.33357008
1.24	0.33088
1.25	0.32823296
1.26	0.32562794
1.27	0.32306394
1.28	0.32054
1.29	0.31805519
1.3	0.31560862
1.31	0.31319939
1.32	0.31082667



T	Sa
1.32	0.31082667
1.33	0.30848962
1.34	0.30618746
1.35	0.30391941
1.36	0.30168471
1.37	0.29948263
1.38	0.29731246
1.39	0.29517353
1.4	0.29306514
1.41	0.29098667
1.42	0.28893746
1.43	0.28691692
1.44	0.28492444
1.45	0.28295945
1.46	0.28102137
1.47	0.27910966
1.48	0.27722378
1.49	0.27536322
1.5	0.27352747
1.51	0.27171603
1.52	0.26992842
1.53	0.26816418
1.54	0.26642286
1.55	0.264704
1.56	0.26300718
1.57	0.26133197
1.58	0.25967797
1.59	0.25804478
1.6	0.256432
1.61	0.25483925
1.62	0.25326617
1.63	0.25171239
1.64	0.25017756
1.65	0.24866133
1.66	0.24716337
1.67	0.24568335
1.68	0.24422095
1.69	0.24277586
1.7	0.24134776
1.71	0.23993637
1.72	0.2385414
1.73	0.23716254
1.74	0.23579954
1.75	0.23445211
1.76	0.23312
1.77	0.23180294
1.78	0.23050067
1.79	0.22921296
1.8	0.22793956
1.81	0.22668022
1.82	0.22543473
1.83	0.22420284
1.84	0.22298435
1.85	0.22177903
1.86	0.22058667
1.87	0.21940706
1.88	0.21824
1.89	0.21708529
1.9	0.21594274
1.91	0.21481215
1.92	0.21369333
1.93	0.21258611
1.94	0.21149031
1.95	0.21040574
1.96	0.20933224
1.97	0.20826964
1.98	0.20721778
1.99	0.20617648
2	0.2051456
2.01	0.20412498
2.02	0.20311446
2.03	0.20211389
2.04	0.20112314
2.05	0.20014205
2.06	0.19917049
2.07	0.19820831
2.08	0.19725538
2.09	0.19631158
2.1	0.19537676
2.11	0.19445081
2.12	0.19353358
2.13	0.19262498
2.14	0.19172486
2.15	0.19083312
2.16	0.18994963
2.17	0.18907429
2.18	0.18820697
2.19	0.18734758
2.2	0.186496
2.21	0.18565213
2.22	0.18481586
2.23	0.18398709
2.24	0.18316571
2.25	0.18235164
2.26	0.18154478
2.27	0.18074502
2.28	0.17995228
2.29	0.17916646
2.3	0.17838748
2.31	0.17761524
2.32	0.17684966
2.33	0.17609064

T	Sa
2.34	0.17533812
2.35	0.174592
2.36	0.173852203
2.37	0.17311865
2.38	0.172391261
2.39	0.171669958
2.4	0.170954667
2.41	0.170245311
2.42	0.169541818
2.43	0.168844115
2.44	0.168152131
2.45	0.167465796
2.46	0.166785041
2.47	0.166109798
2.48	0.16544
2.49	0.164775582
2.5	0.16411648
2.51	0.163462629
2.52	0.162813968
2.53	0.162170435
2.54	0.161531969
2.55	0.16089851
2.56	0.16027
2.57	0.159646381
2.58	0.159027597
2.59	0.158413591
2.6	0.157804308
2.61	0.157199693
2.62	0.156599695
2.63	0.156004259
2.64	0.155413333
2.65	0.154826868
2.66	0.154244812
2.67	0.153667116
2.68	0.153093731
2.69	0.15252461
2.7	0.151959704
2.71	0.151398967
2.72	0.150842353
2.73	0.150289817
2.74	0.149741314
2.75	0.1491968
2.76	0.148656232
2.77	0.148119567
2.78	0.147586763
2.79	0.147057778
2.8	0.146532571
2.81	0.146011103
2.82	0.145493333
2.83	0.144979223
2.84	0.144468732
2.85	0.143961825
2.86	0.143458462
2.87	0.142958606
2.88	0.142462222
2.89	0.141969273
2.9	0.141479724
2.91	0.14099354
2.92	0.140510685
2.93	0.140031126
2.94	0.13955483
2.95	0.139081763
2.96	0.138611892
2.97	0.138145185
2.98	0.137681611
2.99	0.137221137
3	0.136763733

Periodo Y

Periodo X

Selección de Factores - Método Estático

Factor de Importancia I

Categoría	Coefficiente I
Edificaciones Esenciales	1.5
Estructuras De Ocupacion	1.3
Otras Estructuras	1

Irregularidad en Planta	
Cantidad de Irregularidades	ΦP
0	1
1	0.9
2	0.81
3	0.729
4	0.6561

Cada tipo de irregularidad en planta que un edificio posea, adquiere un coeficiente de irregularidad de 0.9.

Irregularidad en Elevación	
Cantidad de Irregularidades	ΦE
0	1
1	0.9
2	0.81
3	0.729

Cada tipo de irregularidad en planta que un edificio posea, adquiere un coeficiente de irregularidad de 0.9.

Factor de Reducción Sísmico	
Sistemas	R
Pórticos Especiales Sismo-resistentes	8
Pórticos con vigas banda	7
Muros	5

A continuación, seleccione los valores que se le pide de las tablas planteadas previamente

ΦP=	0.9
ΦE=	0.9
R=	8
I=	1

Peso Vigas

Story	Vigas Interiores			Vigas de Volado 1			Vigas de Volado 2			Vigas de grada			Peso Por eje	Peso Total de piso Kg
	Sección viga Y m2	Longitud total Y	Peso específico Kg/m3	Sección Y m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección Y m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3		
Stoty 3	0.135	35	2400	0.0625	22.45	2400				0.075	2.55	2400	15166.5	31453.5
	Sección viga X m2	Longitud total X	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Peso Total X (Kg)	
	0.12	34.67	2400	0.0625	27.82	2400	0.09	1.55	2400	0.12	6.23	2400	16287	
Stoty 2	0.135	42.8	2400	0.0625	28	2400				0.075	2.55	2400	18526.2	40902.78
	Sección viga X m2	Longitud total X	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Peso Total X (Kg)	
	0.12	50.33	2400	0.0625	38.35	2400	0.09	1.55	2400	0.12	6.23	2400	22376.58	
Stoty 1	0.135	42.8	2400	0.0625	28	2400				0.075	2.55	2400	18526.2	40902.78
	Sección viga X m2	Longitud total X	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Sección X m2	Longitud Total	Peso específico Kg/m3	Peso Total X (Kg)	
	0.12	50.33	2400	0.0625	38.35	2400	0.09	1.55	2400	0.12	6.23	2400	22376.58	

Peso Columnas

Pisos	Seccion	Altura (m)	Volumen (m3)	peso específico (Kgf/m3)	Numero de Columnas	Peso Total por piso (Kgf)
Story 3	0.18	1.62	0.2916	2400	7	4898.88
story2	0.18	3.24	0.5832	2400	8	11197.44
story1	0.18	3.24	0.5832	2400	9	12597.12
					TOTAL	28693.44
						Peso Total por piso (Kgf)
						7698.24
						16796.16
						18195.84
Pisos	Seccion	Altura (m)	Volumen (m3)	peso específico (Kgf/m3)	Numero de Columnas	Peso Total por piso (Kgf)
Story 3	0.24	1.62	0.3888	2400	3	2799.36
story2	0.24	3.24	0.7776	2400	3	5598.72
story1	0.24	3.24	0.7776	2400	3	5598.72
					TOTAL	13996.8

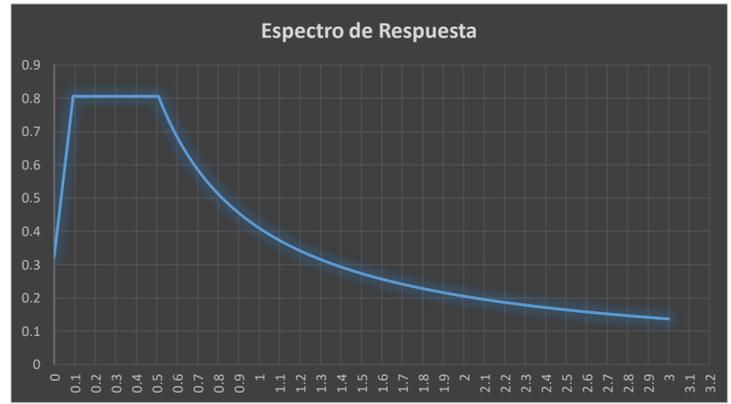
Peso Vigas y Columnas

Story	Peso (Kgf)
3	39151.74
2	57698.94
1	59098.62

To=	0.09255	Tc=	0.50905
Ct=	0.055	Tx=	0.75300
α=	0.9		
Ht=	9.72		
Ta1=	0.4258556		
Ta2=	0.553612236		
η=	2.48		
r=	1		
Sa1=	0.806		
Sa2=	0.7411166		
Sa (Tx)=	0.5448754		
Zona Sísmica=	2		
z=	0.25		
Tipo de suelo=	C		
Fa=	1.3		
Fs=	0.94		
Fd=	1.28		
ΦP=	0.9		
ΦE=	0.9		
R=	8		
I=	1		
Coef. Sísm=	0.0840857148		
K=	1.126500000		
W=	549101.1495		
V	46172		

Períodos	Estructura	
	HªA	Acero
Ta1	0.4258556	0.4440844
Ta2	0.553612236	0.577309708

Cuenca Suelo tipo C



$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

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

Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
								Kgf	m	m	
Story3	Bottom	52801.539	39151.74	10927.2	1413.72	104294.199	3.24	104294.199	9.72	1351656.074	15702.28
Story2	Bottom	166451.202	96850.68	50429.28	4241.16	317972.3224	3.24	213678.1234	6.48	1753877.695	20374.91
Story1	Bottom	296151.89	155949.3	89931.36	7068.6	549101.1495	3.24	231128.8271	3.24	868926.554	10094.38
										3974460.324	46172

Peso Total de la Estructura (ETABS)

TABLE: Joint Reactions					
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FZ
					kgf
Base	1	61	Dead	LinStatic	14744.31
Base	1	61	Super Dead	LinStatic	38575.47
Base	2	62	Dead	LinStatic	16507.4
Base	2	62	Super Dead	LinStatic	51050.96
Base	3	63	Dead	LinStatic	12709.8
Base	3	63	Super Dead	LinStatic	25225.47
Base	4	64	Dead	LinStatic	17263.79
Base	4	64	Super Dead	LinStatic	50189.41
Base	5	65	Dead	LinStatic	14654.21
Base	5	65	Super Dead	LinStatic	50774.42
Base	6	66	Dead	LinStatic	11766.82
Base	6	66	Super Dead	LinStatic	28826.97
Base	7	67	Dead	LinStatic	16227.45
Base	7	67	Super Dead	LinStatic	34378.93
Base	8	68	Dead	LinStatic	13318.35
Base	8	68	Super Dead	LinStatic	38035.29
Base	9	69	Dead	LinStatic	8338.97
Base	9	69	Super Dead	LinStatic	19943.74
Base	10	70	Dead	LinStatic	10625.24
Base	10	70	Super Dead	LinStatic	22026.87
Base	11	71	Dead	LinStatic	11893.41
Base	11	71	Super Dead	LinStatic	26226.98
Base	12	72	Dead	LinStatic	5670.2
Base	12	72	Super Dead	LinStatic	9162.14

Total 548136.6

Peso Estructura Calculo Manual	549101.1495
Peso Estructura ETABS	548136.6
Diferencia	-964.54948

Cortante Estatico	46172
Cortante Estatico (90%)	41554.406
Cortante Dinamico	29904.88
Coef. Amplificación	1.389552687
Valor Amplificación	13.62692634

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX
						kgf
Base	1	61	NEC_X	LinRespSpec	Max	2959.11
Base	2	62	NEC_X	LinRespSpec	Max	2430.47
Base	3	63	NEC_X	LinRespSpec	Max	2251.57
Base	4	64	NEC_X	LinRespSpec	Max	2837.19
Base	5	65	NEC_X	LinRespSpec	Max	2366.3
Base	6	66	NEC_X	LinRespSpec	Max	2132.34
Base	7	67	NEC_X	LinRespSpec	Max	3117.72
Base	8	68	NEC_X	LinRespSpec	Max	2596.33
Base	9	69	NEC_X	LinRespSpec	Max	2288.18
Base	10	70	NEC_X	LinRespSpec	Max	2697.57
Base	11	71	NEC_X	LinRespSpec	Max	2212.5
Base	12	72	NEC_X	LinRespSpec	Max	2015.6

Total 29904.88

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067*Coef.Amplificación

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX
						kgf
Base	1	61	NEC_X	LinRespSpec	Max	4111.84
Base	2	62	NEC_X	LinRespSpec	Max	3377.27
Base	3	63	NEC_X	LinRespSpec	Max	3128.67
Base	4	64	NEC_X	LinRespSpec	Max	3942.42
Base	5	65	NEC_X	LinRespSpec	Max	3288.1
Base	6	66	NEC_X	LinRespSpec	Max	2963
Base	7	67	NEC_X	LinRespSpec	Max	4332.24
Base	8	68	NEC_X	LinRespSpec	Max	3607.74
Base	9	69	NEC_X	LinRespSpec	Max	3179.54
Base	10	70	NEC_X	LinRespSpec	Max	3748.41
Base	11	71	NEC_X	LinRespSpec	Max	3074.38
Base	12	72	NEC_X	LinRespSpec	Max	2800.78

Total 41554.39

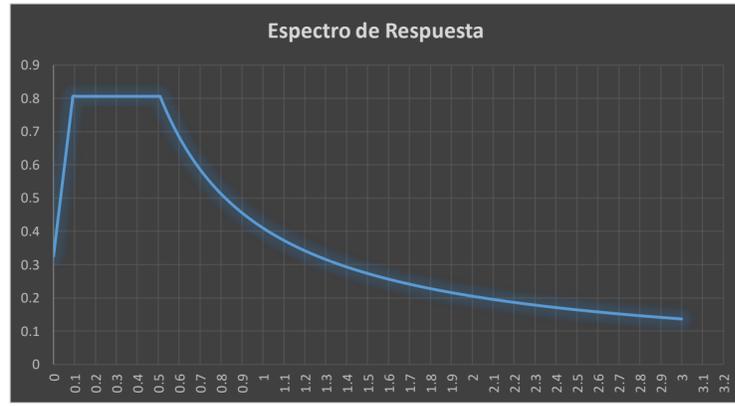
Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estatico	46172	Cortante Estatico	52598
Cortante Estatico (90%)	41554.41	Cortante Estatico (90%)	47338.08
Cortante Dinamico	41554.39	Cortante Dinamico	47338.0700
CUMPLE		CUMPLE	

To=	0.09255	Tc=	0.50905
Ct=	0.055	Ty=	0.66100
α=	0.9		
Ht=	9.72		
Ta1=	0.4258556		
Ta2=	0.553612236		
η=	2.48		
r=	1		
Sa1=	0.806		
Sa2=	0.7411166		
Sa (Ty)=	0.6207129		
Zona Sísmica=	2		
z=	0.25		
Tipo de suelo=	C		
Fa=	1.3		
Fs=	0.94		
Fd=	1.28		
ΦP=	0.9		
ΦE=	0.9		
R=	8		
l=	1		
Coef. Sísm=	0.0957890215		
K=	1.080500000		
W=	549101.1495		
V	52598		

$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

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

Cuenca Suelo tipo C



Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf		Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	52801.539	39151.74	10927.2	1413.72	104294.199	3.24	104294.199	9.72	1217400.714	17543.21
Story2	Bottom	166451.202	96850.68	50429.28	4241.16	317972.3224	3.24	213678.1234	6.48	1609410.590	23192.22
Story1	Bottom	296151.889	155949.3	89931.36	7068.6	549101.1495	3.24	231128.8271	3.24	823186.044	11862.43
										3649997.349	52598

Peso Total de la Estructura (ETABS)

TABLE: Joint Reactions					
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FZ
					kgf
Base	1	61	Dead	LinStatic	14744.31
Base	1	61	Super Dead	LinStatic	38575.47
Base	2	62	Dead	LinStatic	16507.4
Base	2	62	Super Dead	LinStatic	51050.96
Base	3	63	Dead	LinStatic	12709.8
Base	3	63	Super Dead	LinStatic	25225.47
Base	4	64	Dead	LinStatic	17263.79
Base	4	64	Super Dead	LinStatic	50189.41
Base	5	65	Dead	LinStatic	14654.21
Base	5	65	Super Dead	LinStatic	50774.42
Base	6	66	Dead	LinStatic	11766.82
Base	6	66	Super Dead	LinStatic	28826.97
Base	7	67	Dead	LinStatic	16227.45
Base	7	67	Super Dead	LinStatic	34378.93
Base	8	68	Dead	LinStatic	13318.35
Base	8	68	Super Dead	LinStatic	38035.29
Base	9	69	Dead	LinStatic	8338.97
Base	9	69	Super Dead	LinStatic	19943.74
Base	10	70	Dead	LinStatic	10625.24
Base	10	70	Super Dead	LinStatic	22026.87
Base	11	71	Dead	LinStatic	11893.41
Base	11	71	Super Dead	LinStatic	26226.98
Base	12	72	Dead	LinStatic	5670.2
Base	12	72	Super Dead	LinStatic	9162.14

Total 548136.6

Peso Estructura Calculo Manual	549101.1495
Peso Estructura ETABS	548136.6
Diferencia	-964.54948

Cortante Estatico	52598
Cortante Estatico (90%)	47338.076
Cortante Dinamico	34104.15
Coef. Amplificación	1.388044435
Valor Amplificación	13.61213536

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FY
						kgf
Base	1	61	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4023.31
Base	2	62	Nec_Y	LinRespSpec	Max	5095.25
Base	3	63	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4469.79
Base	4	64	Nec_Y	LinRespSpec	Max	1917.35
Base	5	65	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2711.68
Base	6	66	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2241.24
Base	7	67	Nec_Y	LinRespSpec	Max	1919.54
Base	8	68	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2629.09
Base	9	69	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2157.78
Base	10	70	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2010.93
Base	11	71	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2682.52
Base	12	72	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2245.67

Total 34104.15

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067*Coef.Amplificación

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FY
						kgf
Base	1	61	Nec_Y	LinRespSpec	Max	5584.54
Base	2	62	Nec_Y	LinRespSpec	Max	7072.43
Base	3	63	Nec_Y	LinRespSpec	Max	6204.26
Base	4	64	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2661.37
Base	5	65	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3763.93
Base	6	66	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3110.94
Base	7	67	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2664.41
Base	8	68	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3649.29
Base	9	69	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2995.09
Base	10	70	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2791.26
Base	11	71	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3723.46
Base	12	72	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3117.09

Total 47338.07

Cortante Estatico	52598
Cortante Estatico (90%)	47338.08
Cortante Dinamico	47338.07

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.753	0.7573	0.0036	0.7573	0.0036	0.0642	0.0642
Modal	2	0.661	0.0204	0.7003	0.7777	0.7039	0.0846	0.1488
Modal	3	0.599	0.0444	0.103	0.8222	0.8068	0.6626	0.8114
Modal	4	0.237	0.132	0.0001	0.9542	0.807	0.0009	0.8123
Modal	5	0.212	0.0009	0.0849	0.955	0.8918	0.0471	0.8594
Modal	6	0.191	0.0004	0.058	0.9554	0.9499	0.0889	0.9483
Modal	7	0.132	0.044	0.0001	0.9994	0.9499	0.00002802	0.9483
Modal	8	0.118	0.0005	0.0285	0.9999	0.9785	0.0265	0.9748
Modal	9	0.099	0.0001	0.0215	1	1	0.0252	1

Derivas del Edificio

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elasticas)						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
					m	m
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.019229	0.016891
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.013246	0.011269
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.005352	0.004418
Base	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0	0

Derivas del Edificio en X

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Inelasticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	Derivas	Verificación
					m	m	%	
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.115374	3.24	1.108	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.079476	3.24	1.462	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.032112	3.24	0.991	CUMPLE

Derivas del Edificio en Y

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elasticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	Derivas	Verificación
					m	m	%	
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.101346	3.24	1.041	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.067614	3.24	1.269	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.026508	3.24	0.818	CUMPLE

Estructura de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería.	0.01

ANEXO 8.2

Analisis Sismico en Acero - Espectro de Diseño

Periodo de Diseño: Método 1

Coficiente que depende del tipo de edificio

Estructuras de Acero	Ct	α
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Factores del Espectro de Respuesta

r	
Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E	1
Para tipo de suelo E	1.5

η	
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.8
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.6

Zona Sísmica (z)

Zona Sísmica	1	2	3	4	5	6
Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5

Tipo de Suelo

Tipo de Suelo	A	B	C	D	E	F
---------------	---	---	---	---	---	---

Factor Fa

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F						

Factor Fd

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F						

Factor Fs

Tipo de Suelo	Zona Sísmica					
	1	2	3	4	5	6
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F						

A continuación, seleccione los valores que se le pide de las tablas planteadas previamente

Ct=	0.072
α =	0.8
η =	2.48
r=	1
Zona Sísmica=	2
z=	0.25
Tipo de suelo=	C
Fa=	1.3
Fs=	0.94
Fd=	1.28

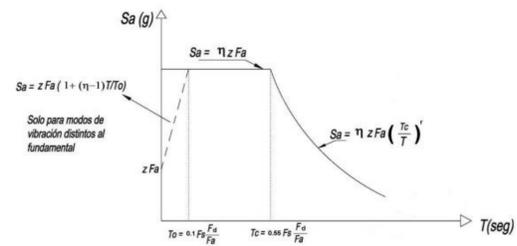
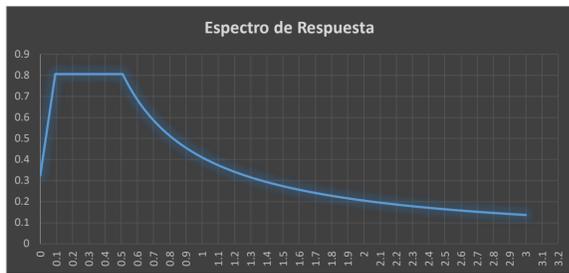
To=	0.09255385
Tc=	0.50904615

$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

Periodo en X (Análisis Modal)	0.555
Periodo en Y (Análisis Modal)	0.52
Aceleración en X	0.7392634
Aceleración en Y	0.78902154

Dimensiones de Columnas (Perfiles cajón contruidos)				
Columna	Base (b) mm	Altura (h) mm	Espesor del perfil (e)mm	
Tipo 1	300	300	20	
Tipo 2	300	600	22	
Tipo 3	400	400	20	
Dimensiones de Vigas/Viguetas (Perfiles I contruidos)				
Viga/Vigueta	Base (b) mm	Altura (h) mm	Espesor alma (mm)	Espesor ala (mm)
X1	150	400	6	10
X2	200	400	6	12
Y1	150	400	8	10
Y2	150	450	8	10
Viga Borde 1	150	300	6	10
Viga Borde 2	150	250	6	10
Grada	150	300	6	10
Vigueta 1	150	250	6	10
Vigueta 2	60	120	6	10
Volado	100	200	6	10
Soporte	200	350	6	12

T	Sa
0	0.325
0.01	0.37696975
0.02	0.42893949
0.03	0.48090924
0.04	0.53287899
0.05	0.58484874
0.06	0.63681848
0.07	0.68878823
0.08	0.74075798
0.09	0.79272773
0.092553846	0.806
0.11	0.806
0.12	0.806
0.13	0.806
0.14	0.806
0.15	0.806
0.16	0.806
0.17	0.806
0.18	0.806
0.19	0.806
0.2	0.806
0.21	0.806
0.22	0.806
0.23	0.806
0.24	0.806
0.25	0.806
0.26	0.806
0.27	0.806
0.28	0.806
0.29	0.806
0.3	0.806
0.31	0.806
0.32	0.806
0.33	0.806
0.34	0.806
0.35	0.806
0.36	0.806
0.37	0.806
0.38	0.806
0.39	0.806
0.4	0.806
0.41	0.806
0.42	0.806
0.43	0.806
0.44084391	0.806
0.45	0.806
0.46	0.806
0.47	0.806
0.48	0.806
0.49	0.806
0.50904615	0.806
0.51	0.80449255
0.52	0.78902154
0.53	0.77413434
0.55	0.745984
0.555	0.73926342
0.56	0.73266286
0.577309708	0.71069513
0.58	0.70739862
0.59	0.69540881
0.6	0.68381867
0.61	0.67260852
0.62	0.66176
0.63	0.65125587
0.64	0.64108
0.65	0.63121723
0.667	0.61512924
0.67	0.61237493
0.68	0.60336941
0.69	0.59462493
0.7	0.58613029
0.71	0.57787493
0.72	0.56984889
0.73	0.56204274
0.74	0.55444757
0.75	0.54705493
0.76	0.53985684
0.77	0.53284571
0.78	0.52601436
0.79	0.51935595
0.8	0.512864
0.81	0.50653235
0.82	0.50035512
0.83	0.49432675
0.84	0.4884419
0.85	0.48269553
0.86	0.47708279
0.87	0.47159908
0.88	0.46624
0.89	0.46100135
0.9	0.45587911
0.91	0.45086945
0.92	0.4459687
0.93	0.44117333
0.94	0.43648
0.95	0.43188547
0.96	0.42738667
0.97	0.42298062
0.98	0.41866449
0.99	0.41443556
1	0.4102912
1.01	0.40622891
1.02	0.40224627
1.03	0.39834097
1.04	0.39451077
1.05	0.39075352
1.06	0.38706717
1.07	0.38344972
1.08	0.37989926
1.09	0.37641394
1.1	0.372992
1.11	0.36963171
1.12	0.36633143
1.13	0.36308956
1.14	0.35990456
1.15	0.35677496
1.16	0.35369931
1.17	0.35067624
1.18	0.34770441
1.19	0.34478252
1.2	0.34190933
1.21	0.33908364
1.22	0.33630426
1.23	0.33357008
1.24	0.33088
1.25	0.32823296
1.26	0.32562794
1.27	0.32306394
1.28	0.32054
1.29	0.31805519
1.3	0.31560862
1.31	0.31319939



T	Sa	T	Sa
1.32	0.31082667	2.33	0.176090644
1.33	0.30848962	2.34	0.17533812
1.34	0.30618746	2.35	0.174592
1.35	0.30391941	2.36	0.173852203
1.36	0.30168471	2.37	0.17311865
1.37	0.29948263	2.38	0.172391261
1.38	0.29731246	2.39	0.171669958
1.39	0.29517353	2.4	0.170954667
1.4	0.29306514	2.41	0.170245311
1.41	0.29098667	2.42	0.169541818
1.42	0.28893746	2.43	0.168844115
1.43	0.28691692	2.44	0.168152131
1.44	0.28492444	2.45	0.167465796
1.45	0.28295945	2.46	0.166785041
1.46	0.28102137	2.47	0.166109798
1.47	0.27910966	2.48	0.16544
1.48	0.27722378	2.49	0.164775582
1.49	0.27536322	2.5	0.16411648
1.5	0.27352747	2.51	0.163462629
1.51	0.27171603	2.52	0.162813968
1.52	0.26992842	2.53	0.162170435
1.53	0.26816418	2.54	0.161531969
1.54	0.26642286	2.55	0.16089851
1.55	0.264704	2.56	0.16027
1.56	0.26300718	2.57	0.159646381
1.57	0.26133197	2.58	0.159027597
1.58	0.25967797	2.59	0.158413591
1.59	0.25804478	2.6	0.157804308
1.6	0.256432	2.61	0.157199693
1.61	0.25483925	2.62	0.156599695
1.62	0.25326617	2.63	0.156004259
1.63	0.25171239	2.64	0.155413333
1.64	0.25017756	2.65	0.154826868
1.65	0.24866133	2.66	0.154244812
1.66	0.24716337	2.67	0.153667116
1.67	0.24568335	2.68	0.153093731
1.68	0.24422095	2.69	0.15252461
1.69	0.24277586	2.7	0.151959704
1.7	0.24134776	2.71	0.151398967
1.71	0.23993637	2.72	0.150842353
1.72	0.2385414	2.73	0.150289817
1.73	0.23716254	2.74	0.149741314
1.74	0.23579954	2.75	0.1491968
1.75	0.23445211	2.76	0.148656232
1.76	0.23312	2.77	0.148119567
1.77	0.23180294	2.78	0.147586763
1.78	0.23050067	2.79	0.147057778
1.79	0.22921296	2.8	0.146532571
1.8	0.22793956	2.81	0.146011103
1.81	0.22668022	2.82	0.145493333
1.82	0.22543473	2.83	0.144979223
1.83	0.22420284	2.84	0.144468732
1.84	0.22298435	2.85	0.143961825
1.85	0.22177903	2.86	0.143458462
1.86	0.22058667	2.87	0.142958606
1.87	0.21940706	2.88	0.142462222
1.88	0.21824	2.89	0.141969273
1.89	0.21708529	2.9	0.141479724
1.9	0.21594274	2.91	0.14099354
1.91	0.21481215	2.92	0.140510685
1.92	0.21369333	2.93	0.140031126
1.93	0.21258611	2.94	0.13955483
1.94	0.21149031	2.95	0.139081763
1.95	0.21040574	2.96	0.138611892
1.96	0.20933224	2.97	0.138145185
1.97	0.20826964	2.98	0.137681611
1.98	0.20721778	2.99	0.137221137
1.99	0.20617648	3	0.136763733
2	0.2051456		
2.01	0.20412498		
2.02	0.20311446		
2.03	0.20211389		
2.04	0.20112314		
2.05	0.20014205		
2.06	0.19917049		
2.07	0.19820831		
2.08	0.19725538		
2.09	0.19631158		
2.1	0.19537676		
2.11	0.19445081		
2.12	0.19353358		
2.13	0.19262498		
2.14	0.19172486		
2.15	0.19083312		
2.16	0.18994963		
2.17	0.18907429		
2.18	0.18820697		
2.19	0.18734758		
2.2	0.186496		
2.21	0.18565213		
2.22	0.18481586		
2.23	0.18398709		
2.24	0.18316571		
2.25	0.18235164		
2.26	0.18154478		
2.27	0.18074502		
2.28	0.17995228		
2.29	0.17916646		
2.3	0.17838748		
2.31	0.17761524		
2.32	0.17684966		

To=	0.09255	Tc=	0.50905
Ct=	0.072	Tx=	0.55500
α=	0.8		
Ht=	9.72		
Ta1=	0.4440844		
Ta2=	0.577309708		
η=	2.48		
r=	1		
Sa1=	0.806		
Sa2=	0.7392634		
Sa (Tx)=	0.7392634		
Zona Sismica=	2		
z=	0.25		
Tipo de suelo=	C		
Fa=	1.3		
Fs=	0.94		
Fd=	1.28		
ΦP=	0.9		
ΦE=	0.9		
R=	6		
l=	1		
Coef. Sism=	0.1521118155		
K=	1.027500000		
W=	401102.9612		
V	61012		

$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} W$$

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

Cuenca Suelo tipo C



Story	Location	W	Cargas			Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
			Elementales	Perimetrales	de gradas						
Story3	Bottom	40740.8596	12533.84026	10927.2	1413.72	65615.61986	3.24	65615.61986	9.72	678944.576	17583.43
Story2	Bottom	138613.31	31808.72252	50429.28	4241.16	225092.473	3.24	159476.8531	6.48	1087905.008	28174.76
Story1	Bottom	252536.78	51566.21618	89931.36	7068.6	401102.96	3.24	176010.4882	3.24	589011.190	15254.32
										2355860.774	61012

Peso Total de la Estructura (ETABS)

TABLE: Joint Reactions					
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FZ
					kgf
Base	1	25	Dead	LinStatic	5425.69
Base	1	25	Super Dead	LinStatic	34664.57
Base	2	29	Dead	LinStatic	6448.66
Base	2	29	Super Dead	LinStatic	44770.15
Base	3	33	Dead	LinStatic	4581.27
Base	3	33	Super Dead	LinStatic	22937.43
Base	4	37	Dead	LinStatic	5880.14
Base	4	37	Super Dead	LinStatic	45226.66
Base	5	41	Dead	LinStatic	6143.87
Base	5	41	Super Dead	LinStatic	43275.79
Base	6	45	Dead	LinStatic	3669.25
Base	6	45	Super Dead	LinStatic	26201.36
Base	7	49	Dead	LinStatic	4525.75
Base	7	49	Super Dead	LinStatic	30583.5
Base	8	54	Dead	LinStatic	5422.89
Base	8	54	Super Dead	LinStatic	32517.85
Base	9	61	Dead	LinStatic	2565.6
Base	9	61	Super Dead	LinStatic	17938.8
Base	10	65	Dead	LinStatic	3417.77
Base	10	65	Super Dead	LinStatic	20263.91
Base	11	69	Dead	LinStatic	3911.08
Base	11	69	Super Dead	LinStatic	24115.46
Base	12	73	Dead	LinStatic	1837.77
Base	12	73	Super Dead	LinStatic	8305.73
Total					404630.95

Peso Estructura Calculo Manual	401102.96
Peso Estructura ETABS	404630.95
Diferencia	3527.988843

Cortante Estatico	61012
Cortante Estatico (90%)	54911.25
Cortante Dinamico	38906.13
Coef. Amplificación	1.411377839
Valor Amplificación	13.84095905

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estático	61012	Cortante Estático	65119
Cortante Estático (90%)	54911.25	Cortante Estático (90%)	58607.19917
Cortante Dinámico	38906.13	Cortante Dinámico	42185.14
Coef. Amplificación	1.411377839	Coef. Amplificación	1.389285402

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX
						kgf
Base	1	25	NEC_X	LinRespSpec	Max	3784.34
Base	2	29	NEC_X	LinRespSpec	Max	3023.53
Base	3	33	NEC_X	LinRespSpec	Max	2829.83
Base	4	37	NEC_X	LinRespSpec	Max	5392.32
Base	5	41	NEC_X	LinRespSpec	Max	4450.27
Base	6	45	NEC_X	LinRespSpec	Max	2192.09
Base	7	49	NEC_X	LinRespSpec	Max	3214.53
Base	8	54	NEC_X	LinRespSpec	Max	4706.58
Base	9	61	NEC_X	LinRespSpec	Max	2308.63
Base	10	65	NEC_X	LinRespSpec	Max	2746.1
Base	11	69	NEC_X	LinRespSpec	Max	2240.9
Base	12	73	NEC_X	LinRespSpec	Max	2017.01
Total						38906.13

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067*Coef.Amplificación

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX
						kgf
Base	1	25	NEC_X	LinRespSpec	Max	5341.13
Base	2	29	NEC_X	LinRespSpec	Max	4267.34
Base	3	33	NEC_X	LinRespSpec	Max	3993.96
Base	4	37	NEC_X	LinRespSpec	Max	7610.6
Base	5	41	NEC_X	LinRespSpec	Max	6281.01
Base	6	45	NEC_X	LinRespSpec	Max	3093.87
Base	7	49	NEC_X	LinRespSpec	Max	4536.92
Base	8	54	NEC_X	LinRespSpec	Max	6642.76
Base	9	61	NEC_X	LinRespSpec	Max	3258.35
Base	10	65	NEC_X	LinRespSpec	Max	3875.78
Base	11	69	NEC_X	LinRespSpec	Max	3162.76
Base	12	73	NEC_X	LinRespSpec	Max	2846.76
Total						54911.24

Cortantes Dinámicos Amplificados			
Eje X		Eje Y	
Cortante Estatico	61012	Cortante Estatico	65119
Cortante Estatico (90%)	54911.25	Cortante Estatico (90%)	58607.20
Cortante Dinamico	54911.24	Cortante Dinamico	58607.19
CUMPLE		CUMPLE	

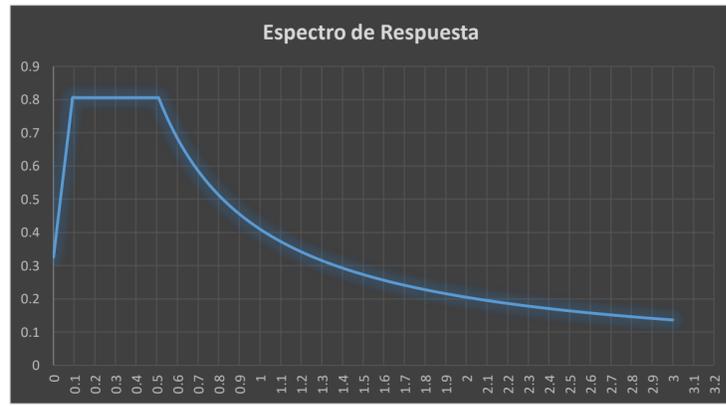
CORTANTES BASALES			
CORTANTE BASAL EN X		CORTANTE BASAL EN Y	
Sa (Tx)	0.7392634	Sa (Ty)	0.78902154
W	401102.9612	W	401102.961
V	61012	V	65119
k	1.027500000	k	1.01
Coef. Sísmico	0.1521118155	Coef. Sísmico	0.16235011

To=	0.09255	Tc=	0.50905
Ct=	0.072	Ty=	0.52000
α=	0.8		
Ht=	9.72		
Ta1=	0.4440844		
Ta2=	0.577309708		
η=	2.48		
r=	1		
Sa1=	0.806		
Sa2=	0.7392634		
Sa (Ty)=	0.7890215		
Zona Sísmica=	2		
z=	0.25		
Tipo de suelo=	C		
Fa=	1.3		
Fs=	0.94		
Fd=	1.28		
ΦP=	0.9		
ΦE=	0.9		
R=	6		
l=	1		
Coef. Sism=	0.1623501108		
K=	1.010000000		
W=	401102.9612		
V	65119		

$$V = \frac{S_a(T) \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

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

Cuenca Suelo tipo C



Story	Location	W	Elementos estructurales	Cargas Perimetrales	Carga de gradas	Carga Total por piso	H	Wi	Hi	Wx*Hx^k	F(x)
		Kgf		Kgf	Kgf	Kgf	m	Kgf	m		
Story3	Bottom	40740.8596	12533.84026	10927.2	1413.72	65615.61986	3.24	65615.61986	9.72	652454.399	18615.37
Story2	Bottom	138613.31	31808.72252	50429.28	4241.16	225092.473	3.24	159476.8531	6.48	1052903.122	30040.69
Story1	Bottom	252536.785	51566.21618	89931.36	7068.6	401102.9612	3.24	176010.4882	3.24	577017.530	16463.06
										2282375.051	65119

Peso Total de la Estructura (ETABS)

TABLE: Joint Reactions					
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FZ
					kgf
Base	1	25	Dead	LinStatic	5425.69
Base	1	25	Super Dead	LinStatic	34664.57
Base	2	29	Dead	LinStatic	6448.66
Base	2	29	Super Dead	LinStatic	44770.15
Base	3	33	Dead	LinStatic	4581.27
Base	3	33	Super Dead	LinStatic	22937.43
Base	4	37	Dead	LinStatic	5880.14
Base	4	37	Super Dead	LinStatic	45226.66
Base	5	41	Dead	LinStatic	6143.87
Base	5	41	Super Dead	LinStatic	43275.79
Base	6	45	Dead	LinStatic	3669.25
Base	6	45	Super Dead	LinStatic	26201.36
Base	7	49	Dead	LinStatic	4525.75
Base	7	49	Super Dead	LinStatic	30583.5
Base	8	54	Dead	LinStatic	5422.89
Base	8	54	Super Dead	LinStatic	32517.85
Base	9	61	Dead	LinStatic	2565.6
Base	9	61	Super Dead	LinStatic	17938.8
Base	10	65	Dead	LinStatic	3417.77
Base	10	65	Super Dead	LinStatic	20263.91
Base	11	69	Dead	LinStatic	3911.08
Base	11	69	Super Dead	LinStatic	24115.46
Base	12	73	Dead	LinStatic	1837.77
Base	12	73	Super Dead	LinStatic	8305.73
Total					404630.95

Peso Estructura Calculo Manual	401102.96
Peso Estructura ETABS	404630.95
Diferencia	3527.988843

Cortante Estatico	65119
Cortante Estatico (90%)	58607.199
Cortante Dinamico	42185.14
Coef. Amplificación	1.389285402
Valor Amplificación	13.62430515

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FY
						kgf
Base	1	25	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4830.46
Base	2	29	Nec_Y	LinRespSpec	Max	5658.67
Base	3	33	Nec_Y	LinRespSpec	Max	5153.3
Base	4	37	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3357.02
Base	5	41	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4173.39
Base	6	45	Nec_Y	LinRespSpec	Max	1912.56
Base	7	49	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2027.59
Base	8	54	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4973.45
Base	9	61	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2256.35
Base	10	65	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2289.53
Base	11	69	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3023.3
Base	12	73	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2529.52
Total						42185.14

Cortante Dinámico (Vd) g=9.8067*Coef.Amplificación

TABLE: Joint Reactions						
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FY
						kgf
Base	1	25	Nec_Y	LinRespSpec	Max	6710.89
Base	2	29	Nec_Y	LinRespSpec	Max	7861.51
Base	3	33	Nec_Y	LinRespSpec	Max	7159.4
Base	4	37	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4663.85
Base	5	41	Nec_Y	LinRespSpec	Max	5798.02
Base	6	45	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2657.1
Base	7	49	Nec_Y	LinRespSpec	Max	2816.9
Base	8	54	Nec_Y	LinRespSpec	Max	6909.53
Base	9	61	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3134.72
Base	10	65	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3180.82
Base	11	69	Nec_Y	LinRespSpec	Max	4200.22
Base	12	73	Nec_Y	LinRespSpec	Max	3514.23
Total						58607.19

Cortante Estatico	65119
Cortante Estatico (90%)	58607.20
Cortante Dinamico	58607.19

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.555	0.7211	0.0074	0.7211	0.0074	0.0896	0.0896
Modal	2	0.52	0.0144	0.7691	0.7355	0.7764	0.0094	0.099
Modal	3	0.471	0.0801	0.0128	0.8156	0.7892	0.7051	0.8041
Modal	4	0.172	0.0403	0.0571	0.8559	0.8464	0.0407	0.8447
Modal	5	0.169	0.1005	0.0263	0.9564	0.8726	0.0144	0.8591
Modal	6	0.134	0.0003	0.0765	0.9567	0.9491	0.0915	0.9506
Modal	7	0.097	0.0006	0.0243	0.9572	0.9734	0.0246	0.9751
Modal	8	0.094	0.0427	0.0006	1	0.974	0.0006	0.9757
Modal	9	0.067	7.258E-06	0.026	1	1	0.0243	1

Derivas del Edificio

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
					m	m
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.018841	0.018208
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.012944	0.012069
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0.005144	0.00467
Base	D1	Envolvente	Combination	Max/Min	0	0

Derivas del Edificio en X

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Inelásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	Derivas	Verificación
					m	m	%	
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.113046	3.24	1.092	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.077664	3.24	1.444	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.030864	3.24	0.953	CUMPLE

Derivas del Edificio en Y

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)								
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	Derivas	Verificación
					m	m	%	
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	0.109248	3.24	1.137	CUMPLE
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	0.072414	3.24	1.370	CUMPLE
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	0.02802	3.24	0.865	CUMPLE

Estructura de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería.	0.01

Diseño de Columnas

Diagrama de INTERACCION DE UNA COLUMNA

1. Geometria y Datos de la Columna

Ancho	Alto	Cuantia ETABS	Altura libre de la columna
$b := 40 \text{ cm}$	$h := 60 \text{ cm}$	$Cuantia := 0.0104$	$hl := 324 \text{ cm} - 45 \text{ cm} = 279 \text{ cm}$
Área Bruta	Área de acero requerida		
$A_g := b \cdot h = 2400 \text{ cm}^2$	$A_s := Cuantia \cdot A_g = 24.96 \text{ cm}^2$		

2. Datos de diseño:

Hormigón:

Factor de minoración
mas desfavorable ACI
columnas

$$\phi := 0.65$$

Deformacion unitaria a rotura

$$\varepsilon_u := 0.003$$

Resistencia del Hormigón

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Recubrimiento libre del acero

$$rec := 4 \text{ cm}$$

Tipo de refuerzo transversal	
Espirales que cumplen con 25.7.3	Otro
0.75 (a)	0.65 (b)

Acero:

Esfuerzo de cedencia

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformacion unitaria

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

Módulo de Elasticidad

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3. Distribución de las varillas de la columna

$$barras := \begin{bmatrix} 1.8 & 1.4 & 1.4 & 1.8 \\ 1.8 & 0 & 0 & 1.8 \\ 1.8 & 0 & 0 & 1.8 \\ 1.8 & 1.4 & 1.4 & 1.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 4$$

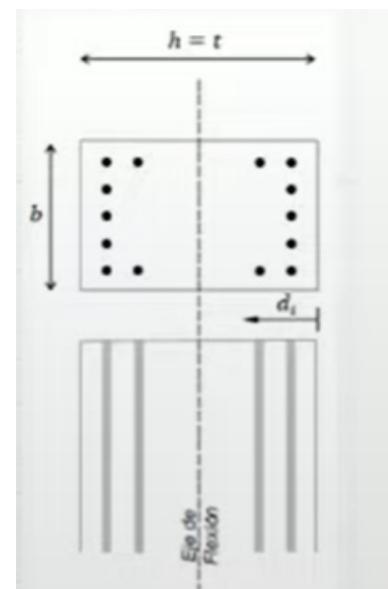
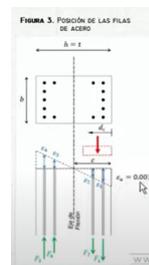
$$k := \text{rows}(barras) = 4$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.54 & 1.54 & 1.54 & 2.54 \\ 2.54 & 0 & 0 & 2.54 \\ 2.54 & 0 & 0 & 2.54 \\ 2.54 & 1.54 & 1.54 & 2.54 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0} \hat{i} = [10.18 \ 3.08 \ 3.08 \ 10.18] \text{ cm}^2$$



7. Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 26.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.1$$

$$\text{Cuantía_de_columna} := \begin{cases} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Dentro del limite permitido”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$\text{Cuantía_de_columna} = \text{“Dentro del limite permitido”}$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

8. Ubicación de las filas de acero:

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 4.9 \text{ cm}$$

$$\text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 16.73 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$\text{Sep1} := 4 \text{ cm}$$

$$\text{Sep2} := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}_1, \text{barras}^{(1)}) = 2.1 \text{ cm}$$

$$\text{Sep3} := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.33 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$\text{Sep} := \max(\text{Sep1}, \text{Sep2}, \text{Sep3}) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 6.4 \\ 3.6 \\ 3.6 \\ 6.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 7.87 \\ 8.8 \\ 8.8 \\ 7.87 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}_i = [7.2 \ 2.8 \ 2.8 \ 7.2] \text{ cm} \quad \text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [14.27 \ 15.73 \ 15.73 \ 14.27] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 7.87 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 7.87 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento mínimo”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

Separación_de_varillas = “Cumple con el requerimiento mínimo”

Se requiere poner un gancho suplementario en cada eje de la columna.

10. Vector d con ubicacion de filas de acero:

$$i := 2 .. n$$

$$d_i := d_{i-1} + sep = \begin{bmatrix} 21.63 \\ 38.37 \\ 55.1 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} 4.9 \\ 21.633 \\ 38.367 \\ 55.1 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

11. Caso de compresión pura:

$$P_o := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$P_o = 595554.11 \text{ kgf}$$

Valor minorado de la capacidad axial:

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_o$$

$$\phi P_{n,max} = 309688.14 \text{ kgf}$$

12. Caso de compresion y flexion:

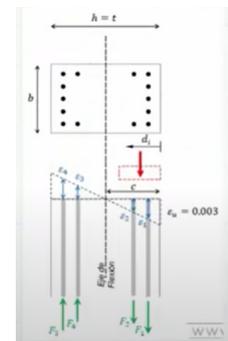
$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

β_1 : Depende de la forma del diagrama esfuerzo-deformación del concreto.

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad \text{Donde, } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Altura del bloque de compresion c (eje nuetro):

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Para cada valor de a obtenemos un punto en el diagrama:}$$



13. Calculo del esfuerzo en cada fila de acero:

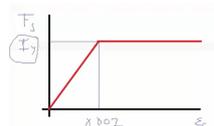
Deformaciones unitarias

E_s (modulo de elasticidad)

$$f_s(i, a) := \begin{cases} \left\| \begin{array}{l} \epsilon_s \leftarrow \epsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \text{sign}(\epsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\epsilon_s|, F_y) \end{array} \right\| \end{cases}$$

Triangulo de deformaciones

$$\frac{\epsilon_{si}}{c - d_i} = \frac{0.003}{c}$$



$$f_s(1, 27.99 \text{ cm}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

14. Calculo del factor de minoracion:

Fila de acero mas traccionada dt:

$$d_t := \max(d) = 55.1 \text{ cm} \quad \varepsilon_{ty} = 0.002$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

Deformaciones unitarias
negativas para la traccion y
positivas para la compresion

$$\phi(27.99 \text{ cm}) = 0.652$$

15. Capacidad axial minorada de la columna:

Resultante a compresion es 0.85 por f'c

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n,max} \right)$$

$$\phi P_n(27.99 \text{ cm}) = 151085.2 \text{ kgf}$$

16. Momento resistente minorado:

Sumatoria de momentos alrededor del eje de flexion:

$$\phi Mn(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$\phi Mn(27.99 \text{ cm}) = 38343.69 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

Momento horario (+)

Momento antihorario (-)

17. Rango de valores de a (altura de bloque de compresiones):

$$a := 0, \frac{h}{100} \dots h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.6 \\ 1.2 \\ 1.8 \\ 2.4 \\ 3 \\ 3.6 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

18. Solicitaciones de Columna:

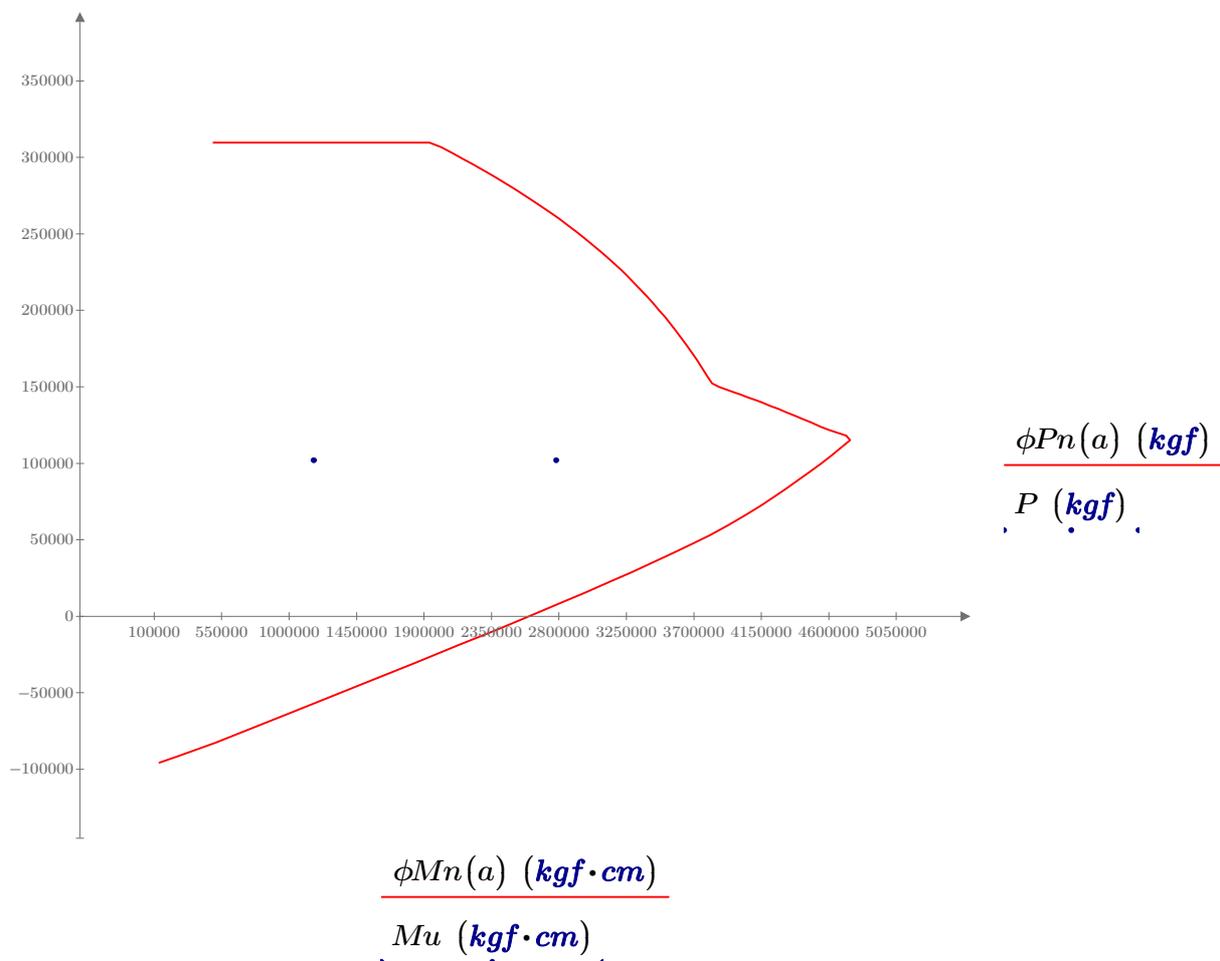
Story 1 - C2	102044.63	4555.94	11373.4	2503411	1048198
	P	V2	V3	M2	M3
Solicitaciones para diseño columnas C1, C2 y C3					

$$P := \begin{bmatrix} 102044.63 \\ 102044.63 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$M := \begin{bmatrix} 2503411.35 \\ 1048197.7 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento sin factorizar}$$

$$Mu := \frac{M}{0.9} = \begin{bmatrix} 2781568.17 \\ 1164664.11 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento Mayorados}$$

19. Diagrama de Interacción:



Diseño a Corte

1. Datos para el diseño

Cortante último

Se requiere 1 gancho suplementario pero para conservar la simetría en el armado, se pone 2 ganchos.

Peralte efectivo

$$V_u := 11373.4 \text{ kgf}$$

$$A_v := 4 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$d_e := h - rec = 56 \text{ cm}$$

Factor de reducción a corte

Valor de Lambda. Densidad del Hormigón mayor igual a 2160 kg/m3

Separación menor del acero longitudinal

$$\phi := 0.75$$

$$\lambda := 1$$

$$s := 7.8 \text{ cm}$$

Diámetro de la menor varilla usada

$$d_b := \min(\text{barras}) = 1.4 \text{ cm}$$

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

2. Resistencia a corte del hormigón

2.1. Para cargas axiales en compresión y flexión:

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (c)

Notas:

- La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
- V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.5.1.1 V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.

22.5.5.1.2 En la Tabla 22.5.5.1 el valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

N_u =Carga axial mayorada normal a la sección transversal. Siendo positiva para compresión y negativa para tracción.

ρ_w =Cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área b_w*d .

Los coeficientes de la Tabla 22.5.5.1 son para las unidades de MPa. Para las unidades de kgf/cm² se muestran a continuación.

$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$

2.2. $A_{v,min}$:

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

$$(a) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Coeficientes para MPa

Coeficientes para kg/cm²

$$A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.230166 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$Para_determinar_Vc := \begin{cases} \text{if } A_v \geq A_{vmin_S} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”} \\ \end{array} \right\| \\ \text{if } A_v < A_{vmin_S} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 2do criterio de la tabla 22.5.5.1”} \\ \end{array} \right\| \end{cases}$$

$Para_determinar_Vc = \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”}$

2.3. Resistencia calculada:

22.5.5.1.2:

$$\frac{P_1}{6 \cdot A_g} = 7.09 \frac{kgf}{cm^2} \quad 0.05 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} = 0.77 \frac{kgf}{cm^2} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.2: \text{ se toma el valor} \\ \text{de } 0.05 \sqrt[2]{f'_c} \end{array}$$

$$V_c := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} + 0.05 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \right) \cdot b \cdot d_e = 20127.12 \text{ kgf}$$

$$22.5.5.1.1: \quad \overline{1.33\lambda\sqrt{f'_c b_w d}} \quad \text{Coeficiente en unidades de kg/cm}^2$$

$$1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d_e = 46153.57 \text{ kgf} \quad V_c = 20127.12 \text{ kgf} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.1: \text{ se toma} \\ \text{el valor calculado} \\ \text{de } V_c. \end{array}$$

$$\phi V_c := \phi \cdot V_c = 15095.34 \text{ kgf}$$

En la columna analizada solo existen fuerzas de compresión.

3. Fuerza cortante que debe aportar el acero

$$V_s := V_u - \phi V_c = -3721.94 \text{ kgf}$$

Este valor sirve para el calculo de las separación de los estribos. Valor negativo = separación por normativa.

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación se "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

So, en unidades de MPa.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 8.4 \text{ cm} \quad d_b = 1.4 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\text{barras}^{\uparrow})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) = 16.31 \text{ cm} \quad s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm}$$

So, en unidades de kg/cm2

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 10 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 8.4 \text{ cm}$$

$$s_o := 8 \text{ cm}$$

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 46.5 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 60 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 60 \text{ cm}$$

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para la ZONA CENTRAL

Para la determinación se "S" y "l", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.4.3.5 Fuera de la longitud l_o el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2.

$$s_c := \frac{A_v \cdot d_e \cdot F_y}{V_s} = -198.53 \text{ cm} \quad \text{La separación se toma por normativa.}$$

$$V_s = -3721.94 \text{ kgf}$$

$$\frac{1.1\sqrt{f'_c}b_w d}{\text{Coeficiente en unidades de kg/cm2}}$$

$$V1 := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d_e = 38172.12 \text{ kgf}$$

$$\text{Separación_de_estribos} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{"Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2"} \\ \text{if } V_s > V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{"Sigue el 2do criterio de la tabla 10.7.6.5.2"} \end{cases}$$

Separación_de_estribos = "Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2"

Determinación de "S"

$$s_{o11} := \frac{d_e}{2} = 28 \text{ cm}$$

$$s_{o22} := 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_e := \min(s_{o11}, s_{o22}) = 28 \text{ cm}$$

$$s_e = 28 \text{ cm}$$

Determinación de "l"**Longitud definitiva**

$$l := hl - 2 \cdot l_o = 159 \text{ cm}$$

10.7.6.5.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 10.7.6.5.2.

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	s máximo, mm	
	Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de: $d/2$ 600	$3h/4$
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	El menor de: $d/4$ 300	$3h/8$

Coeficiente en unidades de MPa.

Estribos

18.6.4.2 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinales principales más cercanas a las caras en tracción y compresión deben tener soporte lateral de acuerdo con 25.7.2.3 y 25.7.2.4. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350 mm. No se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

- (a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- (b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

25.7.2.3.1 El anclaje de estribos rectilíneos que abracen barras longitudinales debe consistir en ganchos estándar que cumplan con 25.3.2 y abracen una barra longitudinal. Un estribo no puede consistir en barras corrugadas con cabeza que se superpongan.

25.7.2.5 Los estribos para torsión deben ser perpendiculares al eje del miembro y estar anclados cumpliendo con (a) o (b):

- (a) Los extremos deben terminar en un gancho estándar de 135 grados o un gancho sísmico alrededor de una barra longitudinal
- (b) Donde el concreto que rodea al anclaje está protegido contra descascaramiento, de acuerdo con 25.7.1.3(a) o (b) ó 25.7.1.4.

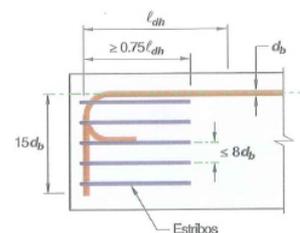


Fig. R25.4.3.3a — Refuerzo de confinamiento colocado paralelo a la barra que se está desarrollando que contribuye a la resistencia de anclaje de barras con ganchos tanto de 90 como de 180 grados

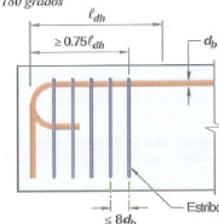
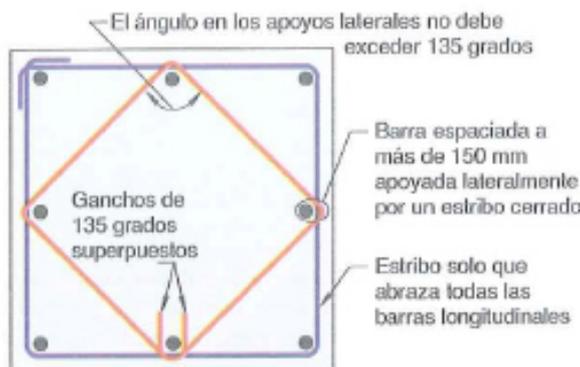
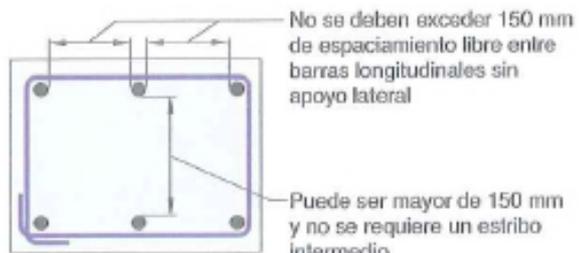


Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ⁽¹⁾ ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

⁽¹⁾ El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.



No se deben exceder 150 mm de espaciamiento libre entre barras longitudinales sin apoyo lateral

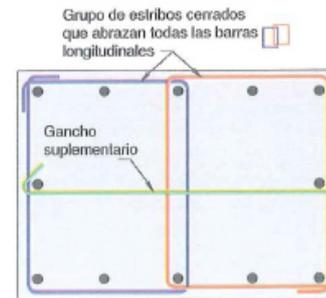
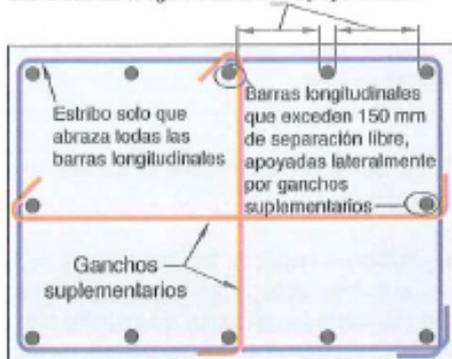


Fig. R25.7.2.3a — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.

C. Detallado del confinamiento

VIGAS

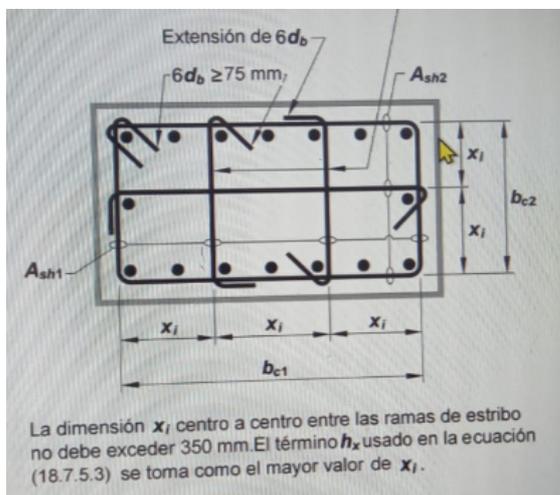
18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$.
- (b) 150 mm.
- (c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
- (d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

18.6.4.5 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

18.6.4.7 En vigas que tengan una fuerza a compresión axial mayorada que exceda $A_g f'_c / 10$, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4 en las longitudes identificadas en 18.6.4.1. A lo largo de la longitud restante, estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 deben tener un espaciamiento s que no exceda al menor de 150 mm, $6d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 420 circundada de la viga y $5d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 550 circundada de la viga. Donde el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal exceda de 100 mm, se debe colocar refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no exceda de 300 mm.



COLUMNAS

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.7.5.2 El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):

(a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos simples o sobrepuestos con o sin ganchos suplementarios.

(b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.

(c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de 25.7.2.2. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

(d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con 25.7.2.2 y 25.7.2.3.

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

(f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm.

P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E .

(f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E .

18.7.5.4 La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4.

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones (18.7.5.4a) y (18.7.5.4b), respectivamente:

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

donde n_ℓ es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

18.7.5.5 Más allá de la longitud ℓ_0 especificada en 18.7.5.1, la columna debe tener refuerzo en forma de espiral que cumpla con 25.7.3 o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, que cumplan con 25.7.2 y 25.7.4, con un espaciamiento s que no exceda al menor de 150 mm, $6d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 420 de la columna y $5d_b$ de la menor barra longitudinal Grado 550 de la columna, a menos que 18.7.4.4 ó 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

18.7.5.7 Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento, requerido por 18.7.5.1, 18.7.5.5 y 18.7.5.6, excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un recubrimiento de concreto que no exceda de 100 mm y con un espaciamiento que tampoco exceda 300 mm.

Diseño de Columnas

Diagrama de INTERACCION DE UNA COLUMNA

1. Geometria y Datos de la Columna

Ancho	Alto	Cuantia ETABS	Altura libre de la columna
$b := 40 \text{ cm}$	$h := 45 \text{ cm}$	$Cuantia := 0.0182$	$hl := 324 \text{ cm} - 45 \text{ cm} = 279 \text{ cm}$
Área Bruta	Área de acero requerida		
$A_g := b \cdot h = 1800 \text{ cm}^2$	$A_s := Cuantia \cdot A_g = 32.76 \text{ cm}^2$		

2. Datos de diseño:

Hormigón:

Factor de minoración
mas desfavorable ACI
columnas

$$\phi := 0.65$$

Recubrimiento libre del acero
 $rec := 4 \text{ cm}$

Deformacion unitaria a rotura

$$\varepsilon_u := 0.003$$

Resistencia del Hormigón

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tipo de refuerzo transversal	
Espirales que cumplen con 25.7.3	Otro
0.75	0.65
(a)	(b)

Acero:

Esfuerzo de cedencia

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformacion unitaria

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

Módulo de Elasticidad

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3. Distribución de las varillas de la columna

$$barras := \begin{bmatrix} 2 & 1.6 & 1.6 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 1.6 & 1.6 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 4$$

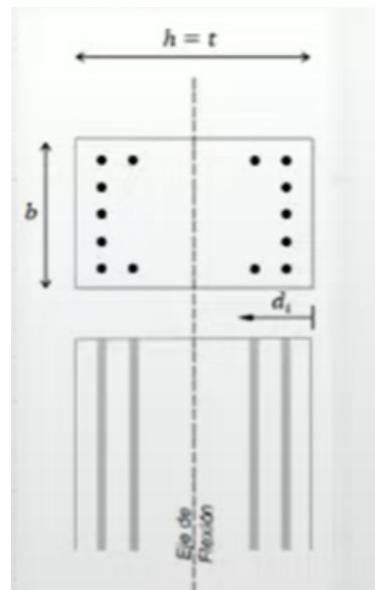
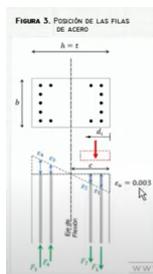
$$k := \text{rows}(barras) = 4$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.14 & 2.01 & 2.01 & 3.14 \\ 3.14 & 0 & 0 & 3.14 \\ 3.14 & 0 & 0 & 3.14 \\ 3.14 & 2.01 & 2.01 & 3.14 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0} \hat{i} = [12.57 \quad 4.02 \quad 4.02 \quad 12.57] \text{ cm}^2$$



7. Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 33.18 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.84$$

$$\text{Cuantía_de_columna} := \begin{cases} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Dentro del limite permitido”} \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \end{cases}$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

Cuantía_de_columna = “Dentro del limite permitido”

8. Ubicación de las filas de acero:

$$d_1 := rec + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 11.67 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$Sep1 := 4 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}_1, \text{barras}^{(1)}) = 2.4 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.33 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$Sep := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 7.2 \\ 4 \\ 4 \\ 7.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 7.6 \\ 8.67 \\ 8.67 \\ 7.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}_i = [8 \quad 3.2 \quad 3.2 \quad 8] \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [9 \quad 10.6 \quad 10.6 \quad 9] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 7.6 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 7.6 \text{ cm}$$

$$Separaci3n_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separaci3n_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento minimo”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separaci3n_de_varillas \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento minimo”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

Separaci3n_de_varillas = “Cumple con el requerimiento minimo”

Se requiere poner un gancho suplementario en cada eje de la columna.

10. Vector d con ubicacion de filas de acero:

$i := 2 .. n$

$$d_i := d_{i-1} + sep = \begin{bmatrix} 16.67 \\ 28.33 \\ 40 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} 5 \\ 16.667 \\ 28.333 \\ 40 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

11. Caso de compresi3n pura:

$$P_o := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$P_o = 499768.17 \text{ kgf}$$

Valor minorado de la capacidad axial:

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_o$$

$$\phi P_{n,max} = 259879.45 \text{ kgf}$$

12. Caso de compresi3n y flexi3n:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

Altura del bloque de compresi3n c (eje neutro):

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Para cada valor de a obtenemos un punto en el diagrama:}$$

13. Calculo del esfuerzo en cada fila de acero:

Deformaciones unitarias

E_s (modulo de elasticidad)

$$f_s(i, a) := \begin{cases} \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y) \end{cases}$$

$$f_s(1, 27.99 \text{ cm}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

REGLAMENTO

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial m3xima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capitulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

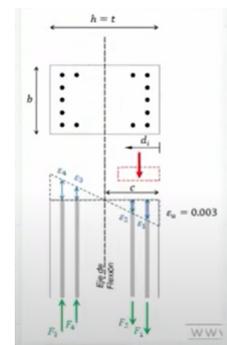
22.4.2.2 Para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el 3rea total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

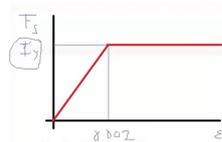
β_1 : Depende de la forma del diagrama esfuerzo-deformaci3n del concreto.

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad \text{Donde, } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$



Triangulo de deformaciones

$$\frac{\varepsilon_{si}}{c - d_i} = \frac{0.003}{c}$$



14. Calculo del factor de minoracion:

Fila de acero mas traccionada dt:

$$d_t := \max(d) = 40 \text{ cm} \quad \varepsilon_{ty} = 0.002$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

Deformaciones unitarias
negativas para la traccion y
positivas para la compresion

$$\phi(27.99 \text{ cm}) = 0.65$$

15. Capacidad axial minorada de la columna:

Resultante a compresion es 0.85 por f'c

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n,max} \right)$$

$$P_n(a) := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right)$$

$$\phi P_n(27.99 \text{ cm}) = 182146.68 \text{ kgf}$$

16. Momento resistente minorado:

Sumatoria de momentos alrededor del eje de flexion:

$$\phi Mn(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$Mn(a) := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$\phi Mn(27.99 \text{ cm}) = 20903.97 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

Momento horario (+)

Momento antihorario (-)

17. Rango de valores de a (altura de bloque de compresiones):

$$a := 0, \frac{h}{100} \dots h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.45 \\ 0.9 \\ 1.35 \\ 1.8 \\ 2.25 \\ 2.7 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

18. Solicitaciones de Columna:

Story 1 - C5	105059.35	4979.13	7333.91	25923.32	1284911.7	985589.45
	P	V2	V3	T	M2	M3

Solicitaciones para diseño columnas C4 - C8

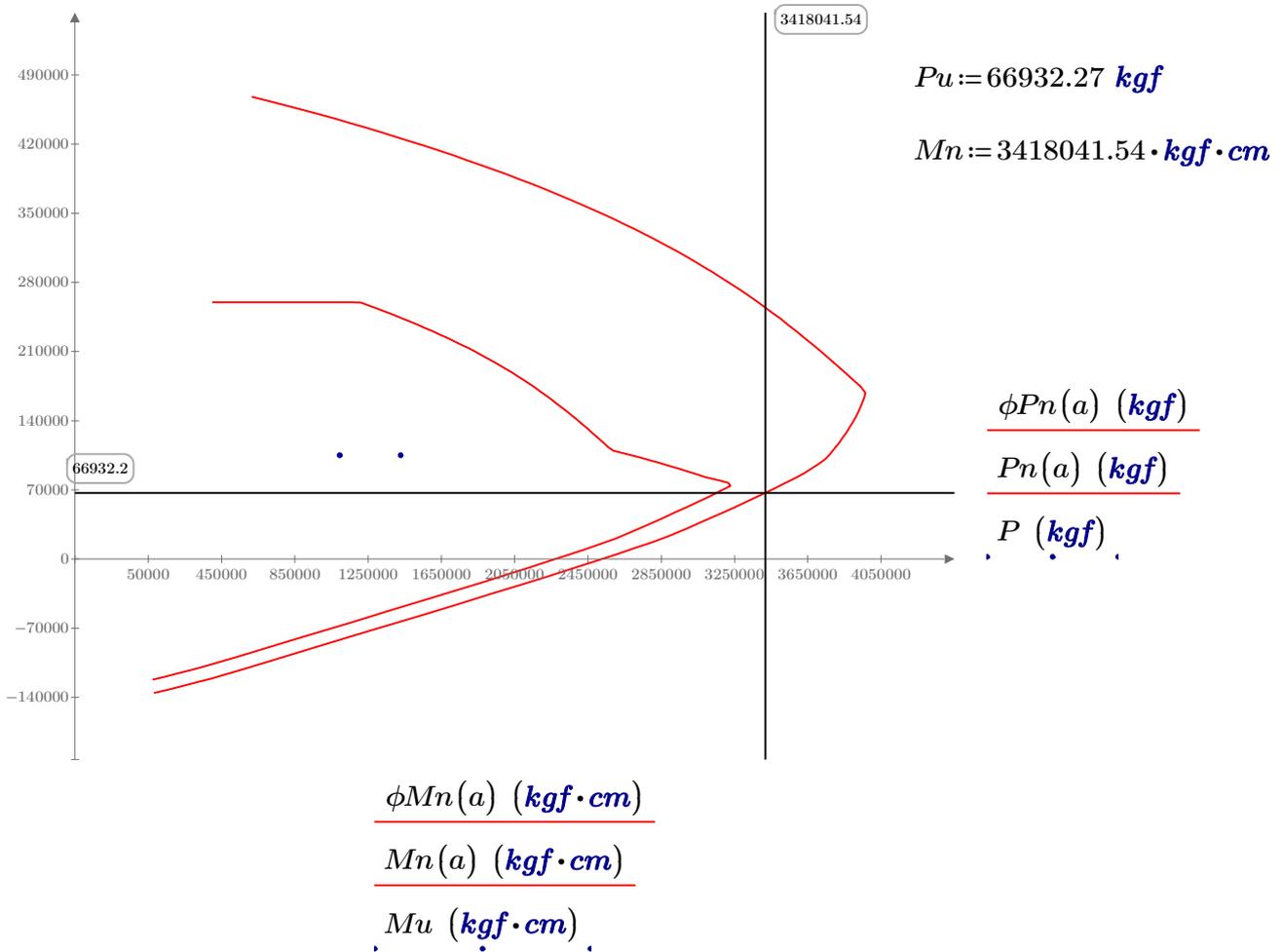
$$P := \begin{bmatrix} 105059.35 \\ 105059.35 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$Pu := P_1$$

$$M := \begin{bmatrix} 1284911.66 \\ 985589.45 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento sin factorizar}$$

$$Mu := \frac{M}{0.9} = \begin{bmatrix} 1427679.62 \\ 1095099.39 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento Mayorados}$$

19. Diagrama de Interacción y Datos de Columna para Columna Fuerte - Viga Débil:



Diseño a Corte

1. Datos para el diseño

Cortante último

Se requiere 1 gancho suplementario pero para conservar la simetría en el armado, se pone 2 ganchos.

Peralte efectivo

$$V_u := 11084.41 \text{ kgf}$$

$$A_v := 4 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$d_e := h - rec = 41 \text{ cm}$$

Factor de reducción a corte

Valor de Lambda. Densidad del Hormigón mayor igual a 2160 kg/m3

Separación menor del acero longitudinal

$$\phi := 0.75$$

$$\lambda := 1$$

$$s = 7.6 \text{ cm}$$

Diámetro de la menor varilla usada

$$d_b := \min(\text{barras}) = 1.6 \text{ cm}$$

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

2. Resistencia a corte del hormigón

2.1. Para cargas axiales en compresión y flexión:

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ (c)

Notas:

- La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
- V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.5.1.1 V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.

22.5.5.1.2 En la Tabla 22.5.5.1 el valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

N_u =Carga axial mayorada normal a la sección transversal. Siendo positiva para compresión y negativa para tracción.

ρ_w =Cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área b_w*d .

Los coeficientes de la Tabla 22.5.5.1 son para las unidades de MPa. Para las unidades de kgf/cm² se muestran a continuación.

$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$

2.2. $A_{v,min}$:

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

$$(a) 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Coeficientes para MPa

Coeficientes para kg/cm²

$$A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.224264 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.2533 \text{ cm}^2$$

$$Para_determinar_Vc := \begin{cases} \text{if } A_v \geq Avmin_S \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”} \\ \text{if } A_v < Avmin_S \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 2do criterio de la tabla 22.5.5.1”} \end{array} \right. \\ \end{array} \right. \end{cases}$$

$Para_determinar_Vc = \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”}$

2.3. Resistencia calculada:

22.5.5.1.2:

$$\frac{P_1}{6 \cdot A_g} = 9.73 \frac{kgf}{cm^2} \quad 0.05 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} = 0.77 \frac{kgf}{cm^2} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.2: \text{ se toma el valor} \\ \text{de } 0.05 \sqrt{f'_c} \end{array}$$

$$V_c := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} + 0.05 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \right) \cdot b \cdot d_e = 14735.93 \text{ kgf}$$

22.5.5.1.1: $1.33\lambda\sqrt{f'_c b_w d}$ Coeficiente en unidades de kg/cm²

$$1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d_e = 33791.01 \text{ kgf} \quad V_c = 14735.93 \text{ kgf} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.1: \text{ se toma} \\ \text{el valor calculado} \\ \text{de } V_c. \end{array}$$

$$\phi V_c := \phi \cdot V_c = 11051.95 \text{ kgf}$$

En la columna analizada solo existen fuerzas de compresión.

3. Fuerza cortante que debe aportar el acero

$$V_s := V_u - \phi V_c = 32.46 \text{ kgf}$$

Este valor sirve para el calculo de las separación de los estribos.

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación se "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

So, en unidades de MPa.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 9.6 \text{ cm} \quad d_b = 1.6 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\text{barras}^{\perp})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3}\right) = 18 \text{ cm} \quad s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm}$$

So, en unidades de kg/cm2

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 10 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 9.6 \text{ cm}$$

$$s_o := 9 \text{ cm}$$

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 46.5 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 45 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 46.5 \text{ cm}$$

$$l_o := 50 \text{ cm}$$

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para la ZONA CENTRAL

Para la determinación se "S" y "l", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.4.3.5 Fuera de la longitud l_o el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2.

$$s_c := \frac{A_v \cdot d_e \cdot F_y}{V_s} = 16663.7 \text{ cm}$$

La separación se toma por normativa.

$$V_s = 32.46 \text{ kgf}$$

$$\frac{1.1\sqrt{f'_c}b_w d}{\text{Coeficiente en unidades de kg/cm2}}$$

$$V1 := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d_e = 27947.45 \text{ kgf}$$

$$\text{Separación_de_estribos} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2”} \\ \text{if } V_s > V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{“Sigue el 2do criterio de la tabla 10.7.6.5.2”} \end{cases}$$

$$\text{Separación_de_estribos} = \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2”}$$

10.7.6.5.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 10.7.6.5.2.

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	El menor de:	s máximo, mm	
		Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$d/2$	$3h/4$	600
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$d/4$	$3h/8$	300

Coeficiente en unidades de MPa.

Determinación de "S"

$$s_{o11} := \frac{d_e}{2} = 20.5 \text{ cm}$$

$$s_{o22} := 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_e := \min(s_{o11}, s_{o22}) = 20.5 \text{ cm}$$

$$s_e := 20 \text{ cm}$$

Determinación de "l"**Longitud definitiva**

$$l := hl - 2 \cdot l_o = 179 \text{ cm}$$

Diseño de Columnas

Diagrama de INTERACCION DE UNA COLUMNA

1. Geometria y Datos de la Columna

Ancho	Alto	Cuantia ETABS	Altura libre de la columna
$b := 40 \text{ cm}$	$h := 45 \text{ cm}$	$Cuantia := 0.0112$	$hl := 324 \text{ cm} - 45 \text{ cm} = 279 \text{ cm}$
Área Bruta	Área de acero requerida		
$A_g := b \cdot h = 1800 \text{ cm}^2$	$A_s := Cuantia \cdot A_g = 20.16 \text{ cm}^2$		

2. Datos de diseño:

Hormigón:

Factor de minoración
mas desfavorable ACI
columnas

$$\phi := 0.65$$

Deformacion unitaria a rotura

$$\varepsilon_u := 0.003$$

Resistencia del Hormigón

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Recubrimiento libre del acero

$$rec := 4 \text{ cm}$$

Tipo de refuerzo transversal	
Espirales que cumplen con 25.7.3	Otro
0.75 (a)	0.65 (b)

Acero:

Esfuerzo de cedencia

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformacion unitaria

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

Módulo de Elasticidad

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3. Distribución de las varillas de la columna

$$barras := \begin{bmatrix} 1.8 & 1.6 & 1.8 \\ 1.6 & 0 & 1.6 \\ 1.6 & 0 & 1.6 \\ 1.8 & 1.6 & 1.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 3$$

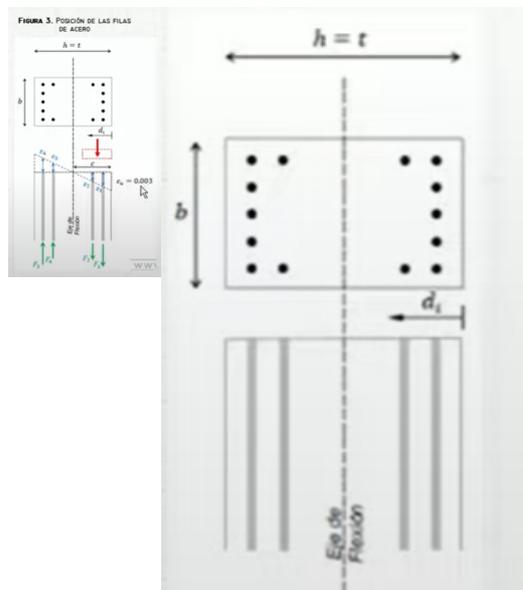
$$k := \text{rows}(barras) = 4$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.54 & 2.01 & 2.54 \\ 2.01 & 0 & 2.01 \\ 2.01 & 0 & 2.01 \\ 2.54 & 2.01 & 2.54 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0} \hat{i} = [9.11 \quad 4.02 \quad 9.11] \text{ cm}^2$$



7. Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 22.24 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.24$$

$$\text{Cuantía_de_columna} := \begin{cases} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Dentro del limite permitido”} \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \text{Cuantía_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantía no cumple con el requerimiento”} \end{cases}$$

$$\text{Cuantía_de_columna} = \text{“Dentro del limite permitido”}$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

8. Ubicación de las filas de acero:

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 4.9 \text{ cm}$$

$$\text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 17.6 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$\text{Sep1} := 4 \text{ cm}$$

$$\text{Sep2} := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}_1, \text{barras}^{(1)}) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\text{Sep3} := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.33 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$\text{Sep} := \max(\text{Sep1}, \text{Sep2}, \text{Sep3}) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 5.2 \\ 3.2 \\ 3.2 \\ 5.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 12.4 \\ 13.4 \\ 13.4 \\ 12.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}^i = [6.8 \ 3.2 \ 6.8] \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [9.4 \ 10.6 \ 9.4] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 9.4 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 9.4 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento mínimo”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

Separación_de_varillas = “Cumple con el requerimiento mínimo”

10. Vector d con ubicacion de filas de acero:

$i := 2 .. n$

$$d_i := d_{i-1} + sep = \begin{bmatrix} 22.5 \\ 40.1 \end{bmatrix} cm$$

$$d = \begin{bmatrix} 4.9 \\ 22.5 \\ 40.1 \end{bmatrix} cm$$

11. Caso de compresión pura:

$$P_o := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$P_o = 456080.93 \text{ kgf}$$

Valor minorado de la capacidad axial:

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_o$$

$$\phi P_{n,max} = 237162.09 \text{ kgf}$$

12. Caso de compresion y flexion:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{kgf}{cm^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

β_1 : Depende de la forma del diagrama esfuerzo-deformación del concreto.

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad \text{Donde, } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Altura del bloque de compresion c (eje nuetro):

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Para cada valor de a obtenemos un punto en el diagrama:}$$

13. Calculo del esfuerzo en cada fila de acero:

Deformaciones unitarias E_s (modulo de elasticidad)

$$f_s(i, a) := \begin{cases} \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y) \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$f_s(1, 27.99 \text{ cm}) = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

RECOMENDACIONES

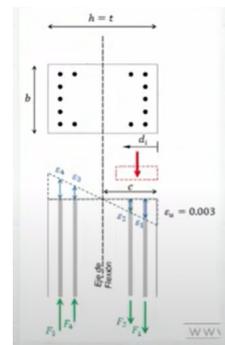
Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capitulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

22.4.2.2 Para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto, P_o debe calcularse usando:

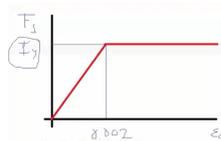
$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.



Triangulo de deformaciones

$$\frac{\varepsilon_{si}}{c - d_i} = \frac{0.003}{c}$$



14. Calculo del factor de minoracion:

Fila de acero mas traccionada dt:

$$d_t := \max(d) = 40.1 \text{ cm} \quad \varepsilon_{ty} = 0.002$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

Deformaciones unitarias
negativas para la traccion y
positivas para la compresion

$$\phi(27.99 \text{ cm}) = 0.65$$

15. Capacidad axial minorada de la columna:

Resultante a compresion es 0.85 por f'c

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n,max} \right)$$

$$\phi P_n(27.99 \text{ cm}) = 170422.32 \text{ kgf}$$

16. Momento resistente minorado:

Sumatoria de momentos alrededor del eje de flexion:

$$\phi Mn(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$\phi Mn(27.99 \text{ cm}) = 18433.74 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

Momento horario (+)

Momento antihorario (-)

17. Rango de valores de a (altura de bloque de compresiones):

$$a := 0, \frac{h}{100} \dots h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.45 \\ 0.9 \\ 1.35 \\ 1.8 \\ 2.25 \\ 2.7 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

18. Solicitaciones de Columna:

Story 1 - C11	61612.87	3978.49	6254.68	25923.32	1147272.5	879743.37
	P	V2	V3	T	M2	M3

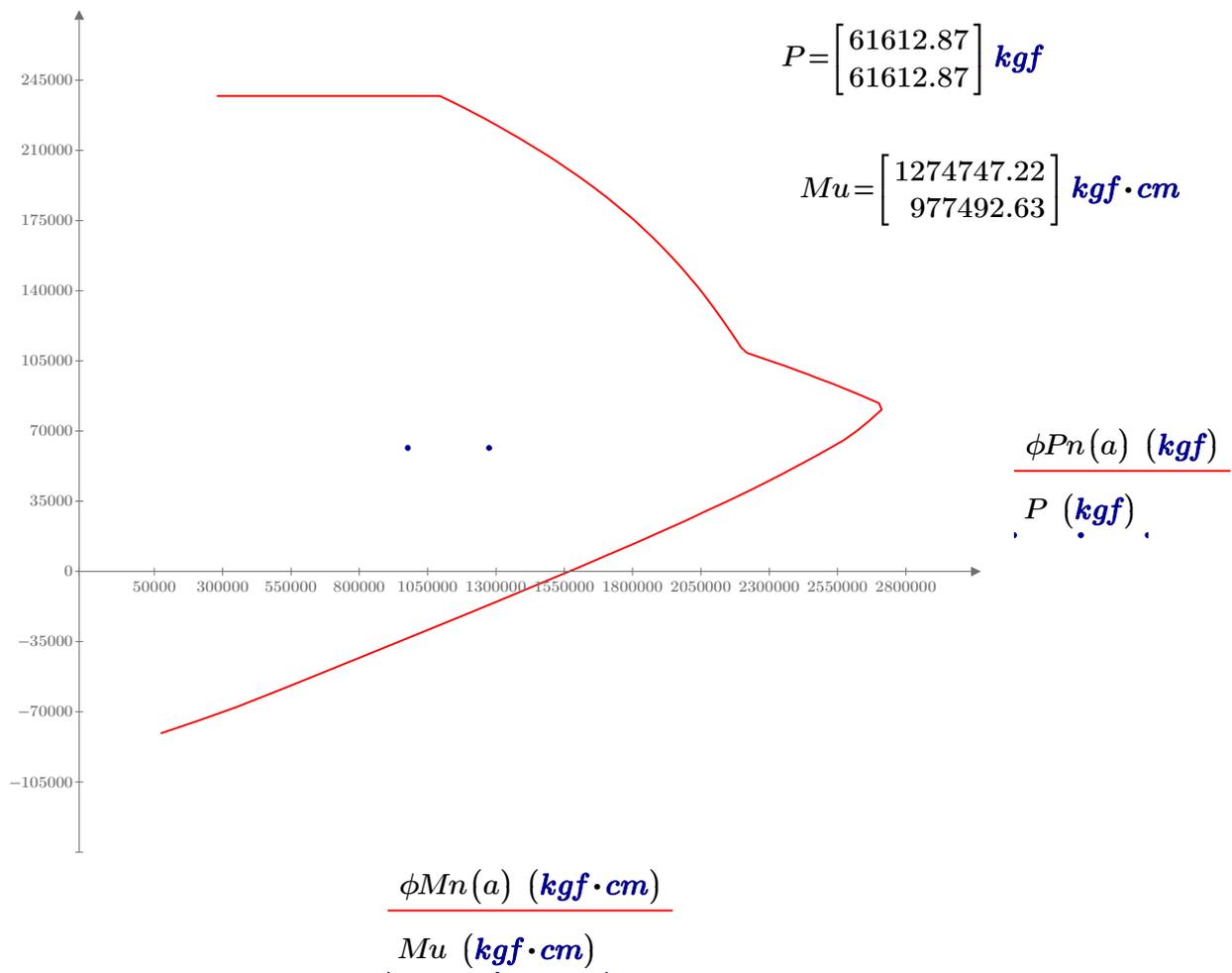
Solicitaciones para diseño columnas C9 - C12

$$P := \begin{bmatrix} 61612.87 \\ 61612.87 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$M := \begin{bmatrix} 1147272.5 \\ 879743.37 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento sin factorizar}$$

$$Mu := \frac{M}{0.9} = \begin{bmatrix} 1274747.22 \\ 977492.63 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento Mayorados}$$

19. Diagrama de Interacción:



Diseño a Corte

1. Datos para el diseño

Cortante último	Doble área de la sección transversal del estribo usado. No necesita gancho suplementario	Peralte efectivo
$V_u := 6254.68 \text{ kgf}$	$A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$	$d_e := h - rec = 41 \text{ cm}$
Factor de reducción a corte	Valor de Lambda. Densidad del Hormigón mayor igual a 2160 kg/m3	Separación menor del acero longitudinal
$\phi := 0.75$	$\lambda := 1$	$s = 9.4 \text{ cm}$

Diámetro de la menor varilla usada

$$d_b := \min(\text{barras}^1) = 1.6 \text{ cm}$$

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

2. Resistencia a corte del hormigón

2.1. Para cargas axiales en compresión y flexión:

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Condición	Criterio	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(c)

- Notas:
 1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
 2. V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.5.1.1 V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.

22.5.5.1.2 En la Tabla 22.5.5.1 el valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

N_u =Carga axial mayorada normal a la sección transversal. Siendo positiva para compresión y negativa para tracción.

ρ_w =Cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área b_w*d .

Los coeficientes de la Tabla 22.5.5.1 son para las unidades de MPa. Para las unidades de kgf/cm² se muestran a continuación.

$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$
$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$

2.2. $A_{v,min}$:

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$
(b) $0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

Coefficientes para MPa

Coefficientes para kg/cm²

$$A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.277379 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot s}{F_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.3133 \text{ cm}^2$$

$$Para_determinar_Vc := \begin{cases} \text{if } A_v \geq A_{vmin_S} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”} \end{array} \right\| \\ \text{if } A_v < A_{vmin_S} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Para_determinar_Vc \leftarrow \text{“Sigue el 2do criterio de la tabla 22.5.5.1”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$Para_determinar_Vc = \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 22.5.5.1”}$

2.3. Resistencia calculada:

22.5.5.1.2:

$$\frac{P_1}{6 \cdot A_g} = 5.7 \frac{kgf}{cm^2} \quad 0.05 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} = 0.77 \frac{kgf}{cm^2} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.2: \text{ se toma el valor} \\ \text{de } 0.05 \sqrt[2]{f'_c} \end{array}$$

$$V_c := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} + 0.05 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \right) \cdot b \cdot d_e = 14735.93 \text{ kgf}$$

22.5.5.1.1: $1.33\lambda\sqrt{f'_c b_w d}$ Coeficiente en unidades de kg/cm²

$$1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}} \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d_e = 33791.01 \text{ kgf} \quad V_c = 14735.93 \text{ kgf} \quad \begin{array}{l} 22.5.5.1.1: \text{ se toma} \\ \text{el valor calculado} \\ \text{de } V_c. \end{array}$$

$$\phi V_c := \phi \cdot V_c = 11051.95 \text{ kgf}$$

En la columna analizada solo existen fuerzas de compresión.

3. Fuerza cortante que debe aportar el acero

$$V_s := V_u - \phi V_c = -4797.27 \text{ kgf}$$

Este valor sirve para el calculo de las separación de los estribos. Valor negativo = separación por normativa.

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación se "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

So, en unidades de MPa.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 9.6 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\text{barras}^{\uparrow})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) = 16.93 \text{ cm}$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm}$$

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 10 \text{ cm}$$

So, en unidades de kg/cm2

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 9.6 \text{ cm}$$

$$s_o := 9 \text{ cm}$$

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 46.5 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 45 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 46.5 \text{ cm}$$

$$l_o := 50 \text{ cm}$$

4. Separación de estribos y longitud de confinamiento para la ZONA CENTRAL

Para la determinación de "S" y "l", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.4.3.5 Fuera de la longitud l_o el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2.

$$s_c := \frac{A_v \cdot d_e \cdot F_y}{V_s} = -56.38 \text{ cm}$$

La separación se toma por normativa.

$$V_s = -4797.27 \text{ kgf}$$

$1.1\sqrt{f'_c}b_w d$ Coeficiente en unidades de kg/cm2

$$V1 := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d_e = 27947.45 \text{ kgf}$$

$$\text{Separación_de_estribos} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{“Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2”} \\ \text{if } V_s > V1 \\ \quad \text{Separación_de_estribos} \leftarrow \text{“Sigue el 2do criterio de la tabla 10.7.6.5.2”} \end{cases}$$

Separación_de_estribos = “Sigue el 1er criterio de la tabla 10.7.6.5.2”

10.7.6.5.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 10.7.6.5.2.

Tabla 10.7.6.5.2 — Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	s máximo, mm	
	Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$d/2$	$3h/4$
	600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	$d/4$	$3h/8$
	300	

Coeficiente en unidades de MPa.

Determinación de "S"

$$s_{o11} := \frac{d_e}{2} = 20.5 \text{ cm}$$

$$s_{o22} := 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_e := \min(s_{o11}, s_{o22}) = 20.5 \text{ cm}$$

$$s_e := 20 \text{ cm}$$

Determinación de "l"**Longitud definitiva**

$$l := hl - 2 \cdot l_o = 179 \text{ cm}$$

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

Luz libre de la viga:

$$Ll := 623 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 583 \text{ cm}$$

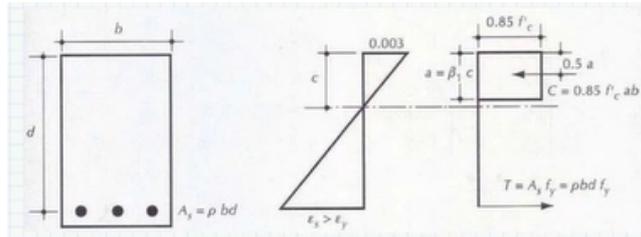
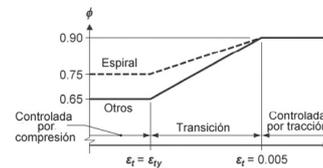
Hormigón:

Ancho	Alto	Resistencia
$b := 30 \text{ cm}$	$h := 35 \text{ cm}$	$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$A_g := b \cdot h = 1050 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$

Acero:

Recubrimiento	Esfuerzo de cedencia	Modulo de Elasticidad
$rec := 4 \text{ cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 31 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 124 \text{ cm}$$

$$Ll = 583 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 10.5 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 1

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_{u1} := 311812.77 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$A_{s,min1} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 2.744 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.744 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.883 \text{ cm} \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.216 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.039$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.74 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min1}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

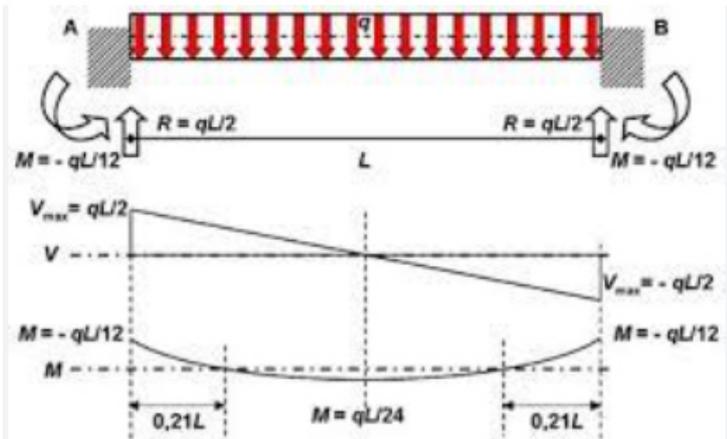
DISEÑO POR FLEXIÓN 2

Máximo momento ultimo positivo central hacia arriba (Empuje del suelo):

$$q_a := 2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo Admisible del suelo (Empuje contra la viga de cimentación).}$$

$$b = 0.3 \text{ m} \quad \text{Base de la viga de cimentación.}$$

$$q := q_a \cdot b = 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Carga uniformemente distribuida a lo largo de la luz de la viga de cimentación}$$



$$M_{u2} := q \cdot \frac{Ll}{24} \cdot 1 \text{ m} = 145750 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento debido al empuje del suelo.

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right\|$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} = 3.1 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{fy} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.261 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.866 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 1.018 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.088$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned} \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min1}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 3

Máximo momento ultimo negativo para acero inferior central:

$$M_{u3} := 0.3 \cdot M_{u2} = 43725 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.257 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.303 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.304$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.37 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 4

Máximo momento ultimo positivo para acero inferior lateral:

$$M_{u4} := 0.5 \cdot M_{u1} = 155906.385 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$\beta_1 = 0.85$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.351 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.927 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.091 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.082$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.35 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicacion de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 1.2 & 1.2 & 1.2 \\ 1.2 & 1.2 & 1.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$


$$E_d := 1 \text{ cm}$$

2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 3$$

$$k := \text{rows}(barras) = 2$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.131 & 1.131 & 1.131 \\ 1.131 & 1.131 & 1.131 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$



4. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 3.393 \\ 3.393 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$Area_req1 := 3.10 \text{ cm}^2 = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfb} := A_{sf_2} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$Area_req2 := 3.10 \text{ cm}^2 = 3.1 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 8.2 \\ 8.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k \widehat{barras}^i = \begin{bmatrix} 2.4 & 2.4 & 2.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = \begin{bmatrix} 22.6 & 22.6 & 22.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 8.2 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 8.2 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

$$Sep_max := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple correctamente”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No cumple con el máximo permitido”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$$

6. Peralte efectivo

$$d := h - rec - E_d - \max\left(\frac{\widehat{barras}^2}{2}\right) = 29.4 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diametro_nominal_de_del_una_barra}$$

$$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$Sep2 := \min(barras_{1,n}) = 1.2 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}) = 311812.77 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 3355.2 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 5246.727 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = -1891.527 \text{ kgf}$$

La separación de los estribos se calcula por normativa.

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 5.072 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último de corte generado en la viga.

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último resistente del hormigón.

$$v_s := v_u - v_c = -3.139 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (V_s_{max}).

$$v_{s_{max}} := 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Esfuerzo_solicitante_del_Acero := \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_s \geq v_{s_{max}} \\ \quad \left\| Esfuerzo_solicitante_del_Acero \leftarrow \text{"No aceptado"} \right\| \\ \text{if } v_s \leq v_{s_{max}} \\ \quad \left\| Esfuerzo_solicitante_del_Acero \leftarrow \text{"Aceptado"} \right\| \end{array} \right\|$$

$$Esfuerzo_solicitante_del_Acero = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
 (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = -76.907 \text{ cm}$$

$$A_v = 0.7854 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 1.1309 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 12 \text{ mm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia 2h del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$.
 (b) 150 mm.
 (c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
 (d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 7.35 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \min(\widehat{\text{barras}}^1, \text{barras}^{(1)}) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_1, S_2, S_3, S_4) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 7.2 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 7 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 70 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.154919 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.175 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.175 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
≤ 0	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
≤ 0		600 mm			
> 0	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
> 0		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = -2522.036 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 15030.274 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 14.7 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 14 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 443 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

Hormigón:

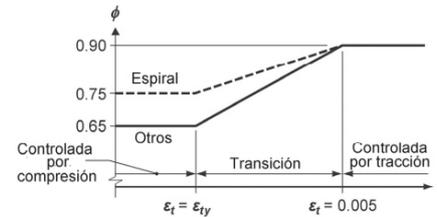
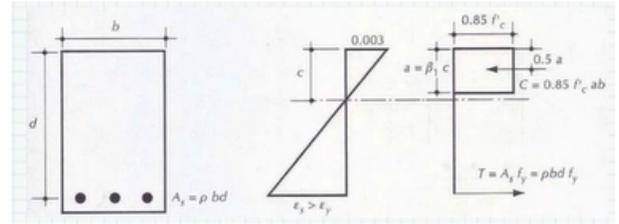
Ancho Alto Resistencia
 $b := 30 \text{ cm}$ $h := 45 \text{ cm}$ $f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Acero:

Recubrimiento Esfuerzo de cedencia Modulo de Elasticidad
 $rec := 4 \text{ cm}$ $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Máximo momento ultimo:

$$M_u := 2118752.28 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$



DISEÑO POR FLEXIÓN

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 41 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 21.763 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 15.746 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.806 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 12.713 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.007$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned} \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 15.75 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0128$$

DISEÑO POR CORTE

$$V_u := 23086.38 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 25.026 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_s := v_u - v_c = 16.815 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad v_s \leq 2.12 \sqrt{f'c}$$

$$v_{s_max} := 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := 1$$

Numero de ramas del estribo

$$E_d := 1 \text{ cm}$$

$$A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.7854 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi \text{ 10mm}$$

$$A_v = 1.1309 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi \text{ 12mm}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

(a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
(b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$s := \frac{A_v \cdot f_y}{(v_u - v_c) \cdot b} = 13.078 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia $2h$ del cara del nudo de la viga.

Acero Mínimo para corte

$$A_{vmin} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin_S} := 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.022131$$

$$A_{vmin} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y}$$

$$A_{vmin_S} := \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}, \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.025$$

$$S := \frac{A_v \cdot \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot n}{A_{vmin_S}} = 62.832$$

Separación para el estribo mínimo

$$A_v = 0.7854 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi \text{ 10mm}$$

Separación Máxima

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 20.5 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

Luz libre de la viga:

$$Ll := 680 \text{ cm} - 45 \text{ cm} = 635 \text{ cm}$$

Hormigón:

Ancho Alto Resistencia

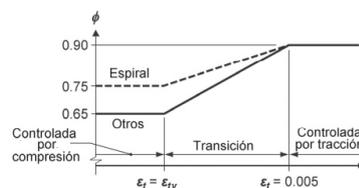
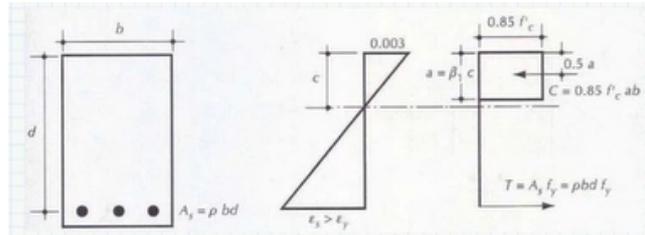
$$b := 30 \text{ cm} \quad h := 45 \text{ cm} \quad f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_g := b \cdot h = 1350 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$

Acero:

Recubrimiento Esfuerzo de cedencia Modulo de Elasticidad

$$rec := 4 \text{ cm} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 41 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 164 \text{ cm}$$

$$Ll = 635 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 13.5 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 1

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_{u1} := 2118752.28 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 41 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coeficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coeficientes para unidades de MPa.

$$A_{s,min1} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 21.763 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 15.746 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 10.806 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 12.713 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.007$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \phi \leftarrow 0.9 \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 15.75 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0128$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 2

Máximo momento ultimo positivo:

$$M_{u2} := 1668283.18 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 41 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 21.763 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 11.962 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.209 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 9.658 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.01$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 11.96 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00973$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 3

Máximo momento ultimo negativo para acero superior central:

$$M_{u3} := 529688.07 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 41 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 21.763 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.522 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.417 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.843 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.04$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.52 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 4.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 4

Máximo momento ultimo positivo para acero inferior lateral:

$$M_{u4} := 0.5 \cdot M_{u1} = 1059376.14 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 41 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$\beta_1 = 0.85$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 21.763 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.279 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.995 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 5.877 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.018$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

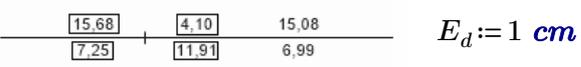
$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.28 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00592$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicación de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 1.8 & 2 & 2 & 1.8 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 1.6 & 0 & 0 & 1.6 \\ 1.6 & 1.6 & 1.6 & 1.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$


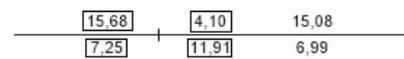
2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 4$$

$$k := \text{rows}(barras) = 4$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.545 & 3.142 & 3.142 & 2.545 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 2.011 & 0 & 0 & 2.011 \\ 2.011 & 2.011 & 2.011 & 2.011 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$



4. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 11.373 \\ 6.283 \\ 4.021 \\ 8.042 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} + A_{sf_2} = 17.656 \text{ cm}^2 \quad Area_{req1} := 15.68 \text{ cm}^2 = 15.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfb} := A_{sf_3} + A_{sf_4} = 12.064 \text{ cm}^2 \quad Area_{req2} := 11.91 \text{ cm}^2 = 11.91 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 7.6 \\ 4 \\ 3.2 \\ 6.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 4.133 \\ 5.333 \\ 5.6 \\ 4.533 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k barras^{\widehat{i}} = [7 \ 3.6 \ 3.6 \ 7] \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = [9.333 \ 10.467 \ 10.467 \ 9.333] \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 4.133 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 4.133 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$

$d_b = \text{Diámetro_nominal_de_del_una_barra}$

$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$

$Sep2 := \max(\text{barras}) = 2 \text{ cm}$

$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$

$Sep_max := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$

$Separación_de_varillas :=$	if $s \geq Sep_max$ $Separación_de_varillas \leftarrow$ “Cumple correctamente” if $s < Sep_max$ $Separación_de_varillas \leftarrow$ “No cumple con el máximo permitido”
-------------------------------	--

$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$

6. Peralte efectivo

Al tener 2 filas de acero, se requiere recalculer el peralte efectivo de la sección.

$d1 := 34.2 \text{ cm}$ $d2 := 38.9 \text{ cm}$

$$d := \frac{A_{sf_3} \cdot d1 + A_{sf_4} \cdot d2}{A_{sf_3} + A_{sf_4}} = 37.333 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}) = 2118752.28 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 23086.38 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 6862.514 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = 16223.866 \text{ kgf}$$

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 27.484 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último de corte generado en la viga.}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último resistente del hormigón.}$$

$$v_s := v_u - v_c = 19.273 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (Vs_max).}$$

$$v_{s_max} := 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} := \begin{cases} \text{if } v_s \geq v_{s_max} \\ \quad \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"No aceptado"} \\ \text{if } v_s \leq v_{s_max} \\ \quad \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"Aceptado"} \end{cases}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
 (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = 11.386 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia $2h$ del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$.

(b) 150 mm.

(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

(d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 9.333 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \min(\widehat{\text{barras}}^{\text{I}}, \text{barras}^{\text{(1)}}) = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_0, S_1, S_2, S_3, S_4) = 9.333 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 9.333 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 9 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 90 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

$$b = 30 \text{ cm}$$

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 1 \text{ cm} = 0.199182 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 1 \text{ cm} = 0.225 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.225 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = 21631.821 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 19086.062 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 18.667 \text{ cm} \quad \text{Separación entre estribos en la zona central de la viga.}$$

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

18.6.4.5 Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Separación definitiva:

$$S := 18 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 455 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

Luz libre de la viga:

$$Ll := 623 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 583 \text{ cm}$$

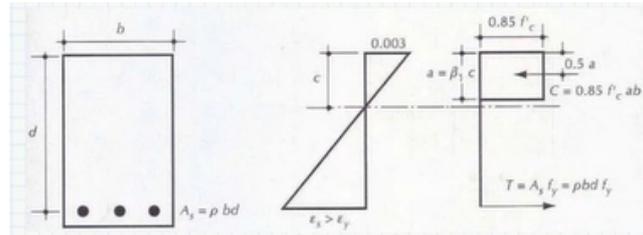
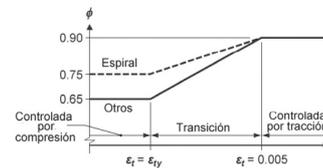
Hormigón:

Ancho	Alto	Resistencia
$b := 30 \text{ cm}$	$h := 40 \text{ cm}$	$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$A_g := b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$

Acero:

Recubrimiento	Esfuerzo de cedencia	Modulo de Elasticidad
$rec := 4 \text{ cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 36 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 144 \text{ cm}$$

$$Ll = 583 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 12 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 1

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_{u1} := 1429200.98 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 36 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$A_{s,min1} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 19.109 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 3.187 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 11.839 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.124 \text{ cm} \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 9.558 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.008$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 11.84 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01096$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 2

Máximo momento ultimo positivo:

$$M_{u2} := 962682.83 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 36 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 19.109 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.629 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.236 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.16 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.015$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.63 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00706$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 3

Máximo momento ultimo negativo para acero superior central:

$$M_{u3} := 357300.25 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 36 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 19.109 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.695 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.849 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.176 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.047$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.69 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 4

Máximo momento ultimo positivo para acero inferior lateral:

$$M_{u4} := 0.5 \cdot M_{u1} = 714600.49 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 36 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$\beta_1 = 0.85$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 19.109 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 5.544 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.805 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 4.476 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.021$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 5.54 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00513$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicacion de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 2 & 2 & 2 & 2 \\ 2 & 1.4 & 1.4 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\frac{\begin{array}{|c|c|c|} \hline 11,79 & 3,60 & 10,66 \\ \hline 5,52 & 7,60 & 5,03 \\ \hline \end{array}}{}$$

$$E_d := 1 \text{ cm}$$

2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 4$$

$$k := \text{rows}(barras) = 2$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.142 & 3.142 & 3.142 & 3.142 \\ 3.142 & 1.539 & 1.539 & 3.142 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$\frac{\begin{array}{|c|c|c|} \hline 11,79 & 3,60 & 10,66 \\ \hline 5,52 & 7,60 & 5,03 \\ \hline \end{array}}{}$$

4. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 12.566 \\ 9.362 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} = 12.566 \text{ cm}^2$$

$$Area_req1 := 11.79 \text{ cm}^2 = 11.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfb} := A_{sf_2} = 9.362 \text{ cm}^2$$

$$Area_req2 := 7.60 \text{ cm}^2 = 7.6 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 8 \\ 6.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 4 \\ 4.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k \widehat{barras}_i = [4 \ 3.4 \ 3.4 \ 4] \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = [26 \ 26.6 \ 26.6 \ 26] \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 4 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 4 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no presforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

$$Sep_{max} := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep_{max} \\ \quad \parallel Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple correctamente”} \\ \text{if } s < Sep_{max} \\ \quad \parallel Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No cumple con el máximo permitido”} \end{cases}$$

$$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$$

6. Peralte efectivo

$$d := h - rec - E_d - \max\left(\frac{\widehat{barras}^2}{2}\right) = 34 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diametro_nominal_de_del_una_barra}$$

$$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$Sep2 := \min(barras_{1,n}) = 2 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}) = 1429200.98 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 15773.95 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 6185.038 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = 9588.912 \text{ kgf}$$

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 20.62 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último de corte generado en la viga.}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último resistente del hormigón.}$$

$$v_s := v_u - v_c = 12.409 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (Vs_max).}$$

$$v_{s_max} := 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} := \begin{cases} \text{if } v_s \geq v_{s_max} \\ \quad \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"No aceptado"} \\ \text{if } v_s \leq v_{s_max} \\ \quad \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"Aceptado"} \end{cases}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
 (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = 17.544 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia $2h$ del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$.
 (b) 150 mm.
 (c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
 (d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 8.5 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \min(\widehat{\text{barras}}, \text{barras}^{(1)}) = 12 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_0, S_1, S_2, S_3, S_4) = 8.5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8.5 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 8 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.177051 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.2 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = 12785.217 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 17381.949 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 17 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 17 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 423 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

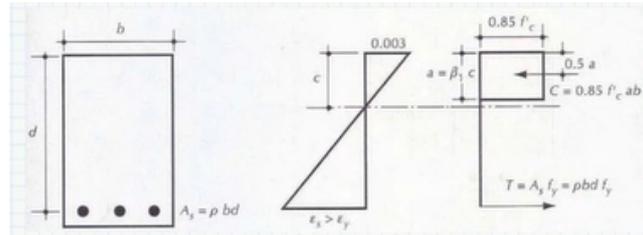
Luz libre de la viga:

$$Ll := 680 \text{ cm} - 45 \text{ cm} = 635 \text{ cm}$$

Hormigón:

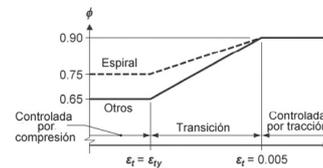
Ancho	Alto	Resistencia
$b := 25 \text{ cm}$	$h := 25 \text{ cm}$	$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$A_g := b \cdot h = 625 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$



Acero:

Recubrimiento	Esfuerzo de cedencia	Modulo de Elasticidad
$rec := 4 \text{ cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 21 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 84 \text{ cm}$$

$$Ll = 635 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 7.5 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 1

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_{u1} := 422747.64 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 21 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$A_{s,min1} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 9.289 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 1.549 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 6.041 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.975 \text{ cm} \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.853 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.008$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 6.04 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01151$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 2

Máximo momento ultimo positivo:

$$M_{u2} := 419383.22 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 21 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 9.289 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 5.986 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.929 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 5.799 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.008$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 5.99 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0114$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 3

Máximo momento ultimo negativo para acero superior central:

$$M_{u3} := 105686.91 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 21 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 9.289 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.368 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.127 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.325 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.045$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.37 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 1.75 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 4

Máximo momento ultimo positivo para acero inferior lateral:

$$M_{u4} := 259880.95 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 21 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 9.289 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.516 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.896 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.407 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.015$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.52 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0067$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicación de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 1.6 & 1.6 & 1.6 \\ 1.6 & 1.6 & 1.6 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad \begin{array}{c} 1.75 \\ \hline 3.50 \end{array} \quad \begin{array}{c} 1.75 \\ \hline 5.96 \end{array} \quad \begin{array}{c} 6.01 \\ \hline 2.81 \end{array} \quad E_d := 1 \text{ cm}$$

2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 3$$

$$k := \text{rows}(barras) = 2$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.011 & 2.011 & 2.011 \\ 2.011 & 2.011 & 2.011 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{c} 1.75 \\ \hline 3.50 \end{array} \quad \begin{array}{c} 1.75 \\ \hline 5.96 \end{array} \quad \begin{array}{c} 6.01 \\ \hline 2.81 \end{array}$$

4. Área de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 6.032 \\ 6.032 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} = 6.032 \text{ cm}^2$$

$$Area_{req1} := 6.01 \text{ cm}^2 = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfb} := A_{sf_2} = 6.032 \text{ cm}^2$$

$$Area_{req2} := 5.96 \text{ cm}^2 = 5.96 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 4.8 \\ 4.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 5.1 \\ 5.1 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k \widehat{barras}^i = \begin{bmatrix} 3.2 & 3.2 & 3.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = \begin{bmatrix} 11.8 & 11.8 & 11.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 5.1 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 5.1 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

$$Sep_max := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s \geq Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple correctamente”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No cumple con el máximo permitido”} \end{array} \right\| \end{array} \right.$$

$$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$$

6. Peralte efectivo

$$d := h - rec - E_d - \max\left(\frac{\widehat{barras}^2}{2}\right) = 19.2 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diametro_nominal_de_del_una_barra}$$

$$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$Sep2 := \min(barras_{1,n}) = 1.6 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}) = 422747.64 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 3490.81 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 2855.829 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = 634.981 \text{ kgf}$$

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 9.697 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último de corte generado en la viga.}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último resistente del hormigón.}$$

$$v_s := v_u - v_c = 1.486 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (Vs_max).}$$

$$v_{s_max} := 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_s \geq v_{s_max} \\ \quad \left\| \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"No aceptado"} \right\| \\ \text{if } v_s \leq v_{s_max} \\ \quad \left\| \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"Aceptado"} \right\| \end{array} \right\|$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
 (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = 149.614 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia 2h del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$.
 (b) 150 mm.
 (c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
 (d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 4.8 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \min(\widehat{\text{barras}}^{\widehat{1}}, \text{barras}^{(1)}) = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_0, S_1, S_2, S_3, S_4) = 4.8 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 4.8 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 4 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 50 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.073771 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.083 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.08333 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = 846.642 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 8179.741 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 9.6 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 9 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 535 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

Luz libre de la viga:

$$Ll := 255 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 225 \text{ cm}$$

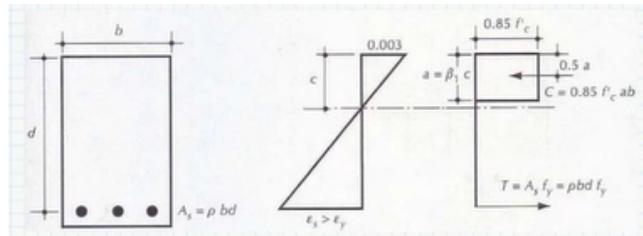
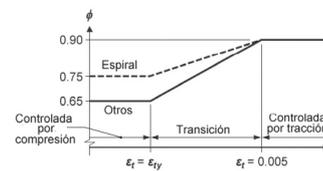
Hormigón:

Ancho	Alto	Resistencia
$b := 25 \text{ cm}$	$h := 30 \text{ cm}$	$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$A_g := b \cdot h = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$

Acero:

Recubrimiento	Esfuerzo de cedencia	Modulo de Elasticidad
$rec := 4 \text{ cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 26 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 104 \text{ cm}$$

$$Ll = 225 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 9 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_u := 203501.84 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 26 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$A_{s_{min1}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2.167 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 1.918 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 11.501 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.143 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.765 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.077 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.035$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \phi \leftarrow 0.9 \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.14 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min1}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

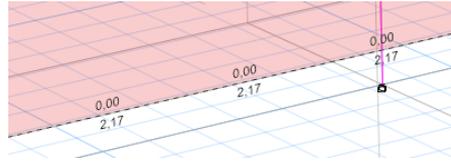
6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicación de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 1.2 & 1.2 \\ 1.2 & 1.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$



$$E_d := 1 \text{ cm}$$

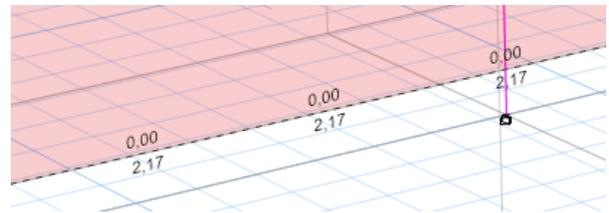
2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 2$$

$$k := \text{rows}(barras) = 2$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{barras^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.131 & 1.131 \\ 1.131 & 1.131 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$



4. Área de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 2.262 \\ 2.262 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$Area_req1 := 2.17 \text{ cm}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_2} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$Area_req2 := 2.17 \text{ cm}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 2.4 \\ 2.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 12.6 \\ 12.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k barras^{\hat{i}} = \begin{bmatrix} 2.4 & 2.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = \begin{bmatrix} 17.6 & 17.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 12.6 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 12.6 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

d_{agg} = Tamaño nominal máximo del agregado grueso

d_b = Diámetro nominal de del una barra

$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$

$Sep2 := \max(\text{barras}) = 1.2 \text{ cm}$

$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$

$Sep_{max} := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$

$Separación_de_varillas := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s \geq Sep_{max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple correctamente”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep_{max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No cumple con el máximo permitido”} \end{array} \right\| \end{array} \right.$

$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$

6. Peralte efectivo

$$d := h - rec - E_d - \max\left(\frac{\widehat{\text{barras}}^2}{2}\right) = 24.4 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u = 203501.84 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 4196.83 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 3678.839 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = 517.991 \text{ kgf}$$

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 9.173 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último de corte generado en la viga.}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último resistente del hormigón.}$$

$$v_s := v_u - v_c = 0.963 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (Vs_max).}$$

$$v_{s_max} := 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } v_s \geq v_{s_max} \\ \quad \left\| \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"No aceptado"} \right\| \\ \text{if } v_s \leq v_{s_max} \\ \quad \left\| \text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} \leftarrow \text{"Aceptado"} \right\| \end{array} \right\}$$

$$\text{Esfuerzo_solicitante_del_Acero} = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
 (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = 233.076 \text{ cm}$$

$$A_v = 0.7854 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 1.1309 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 12 \text{ mm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia 2h del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d/4$.
 (b) 150 mm.
 (c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
 (d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 6.1 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \cdot \max(\widehat{\text{barras}}^{\text{I}}, \text{barras}^{(1)}) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_0, S_1, S_2, S_3, S_4) = 6.1 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 6.1 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 6 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 60 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.110657 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.125 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600 mm			
$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = 690.654 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 10395.087 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 12.2 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 12 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 105 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

ANEXO 8.5

Diseño de Zapata Aislada

Cargas de Servicio

$$P := 79785.02 \text{ Kgf}$$

$$M_x := 244508.66 \text{ kgf*cm}$$

$$M_y := 86596.82 \text{ kgf*cm}$$

Fz = 79785,02
Mx = 244508,66
My = 86596,82

(D +SD) + L

Cargas Ultimas

$$P_u := 101309.17 \text{ Kgf}$$

$$M_{ux} := 311812.77 \text{ kgf*cm}$$

$$M_{uy} := 108722.43 \text{ kgf*cm}$$

Fz = 101309,17
Mx = 311812,77
My = 108722,43

1.2(D +SD) + 1.6L

Datos

$$q_a := 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c := 240 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y := 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Predimensionamiento (Cargas de Servicio)

Se realizara el predimensionamiento de la columna C5 que corresponde a la columna más cargada con respecto a las columnas que tienen una sección de 40x45cm. Al tener una columna rectangular, se considera la siguiente relación para las dimensiones de la zapata.

$$A := \frac{P}{q_a} = 39892.51 \text{ cm}^2 \quad L_x := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{45}{40}\right)}} = 188.308 \text{ cm}$$

$$L_y := \left(\frac{45}{40}\right) \cdot L_x = 211.847 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$L_x := 190 \text{ cm} \quad L_y := 215 \text{ cm} \quad A := L_x \cdot L_y = 40850 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 1.085 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = 3.065 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{L_x}{6} = 31.667 \text{ cm} > e_x \text{ CUMPLE} \quad \frac{L_y}{6} = 35.833 \text{ cm} > e_y \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{L_x} + \frac{6 \cdot e_y}{L_y} \right) = 2.187 \text{ Kgf/cm}^2$$

$q_{\max} = 2.187 > q_a = 2$

El esfuerzo máximo es superior al admisible del suelo por lo que se debe incrementar el área de la zapata en la siguiente proporción:

$$pr := \frac{q_{\max}}{q_a} = 1.094$$

$$A := pr \cdot A = 44671.577 \text{ cm}^2$$

$$Lx := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{45}{40}\right)}} = 199.269 \quad Ly := \left(\frac{45}{40}\right) \cdot Lx = 224.177 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$Lx := 200 \text{ cm} \quad Ly := 225 \text{ cm} \quad A := Lx \cdot Ly = 45000 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$ex := \frac{My}{P} = 1.085 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mx}{P} = 3.065 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{Lx}{6} = 33.333 \text{ cm} > ex \text{ CUMPLE} \quad \frac{Ly}{6} = 37.5 \text{ cm} > ey \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.976 \text{ Kg/cm}^2$$

$q_{\max} = 1.976 \ll q_a = 2$

Analisis y Diseño (Cargas últimas)

Excentricidades de carga

$$ex := \frac{Muy}{Pu} = 1.073 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mux}{Pu} = 3.078 \text{ cm}$$

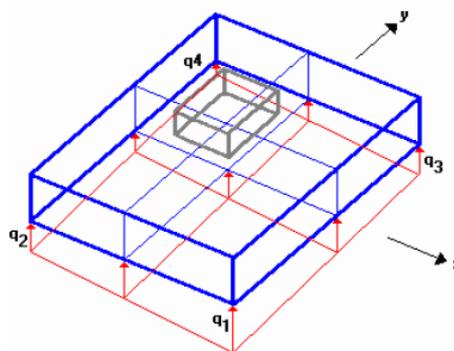
Calculo de esfuerzos del suelo bajo cargas últimas

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$



$$q_1 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.5086 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.3636 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q3 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.139 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q4 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.9941 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño a Cortante

Diseño a Cortante Tipo Viga

Se asume una altura tentativa de 40 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior del hormigón hasta la capa de refuerzo de 8.2 cm en la dirección Y y 9.6 cm en la dirección X (se ha supuesto un recubrimiento mínimo de 7.5 cm para el acero, y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 14 mm).

$$dx := 30.4 \text{ cm} \quad dy := 31.8 \text{ cm} \quad \phi := 0.75$$

Secciones de la Columna

$$Ladox := 40 \quad Ladoy := 45$$

Dirección X

$$qmax := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 2.3238 \frac{kg}{cm^2}$$

$$qmin := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 2.179 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x := \frac{Lx}{qmax - qmin} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right)}{x} \xrightarrow{\text{solve}, x} 0.10901235648$$

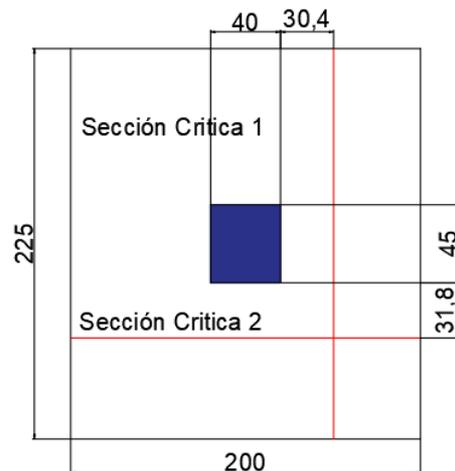
$$qmed := qmin + x = 2.288 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$Vu := \left(\frac{qmax + qmed}{2} \right) \cdot \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right) \right) \cdot Ly = 25733 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Ly \cdot dx} = 5.016 \frac{kg}{cm^2}$$



El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Dirección Y

$$q_{max} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.436 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.067 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y := \frac{L_y}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)}{y} \xrightarrow{\text{solve, } y} 0.27396408907851825493$$

$$q_{med} := q_{min} + y = 2.341 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$V_u := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(L_y - \left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)\right) \cdot L_x = 27800 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot L_x \cdot dy} = 5.828 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Diseño a Cortante por Punzonamiento

Esfuerzo uniforme por punzonamiento

$$q := \frac{Pu}{A} = 2.251 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actua sobre la seccion critica es:

$$V_{up} := q \cdot (A - ((Ladox + dx) \cdot (Ladoy + dy))) = 89136.941 \text{ Kgf}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actua sobre la seccion es:

$$v_u := \frac{V_{up}}{\phi \cdot ((Ladox + dx + Ladox + dx) \cdot dx + (Ladoy + dy + Ladoy + dy) \cdot dy)} = 12.968 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es:

$$\beta := \frac{\max(Ladox, Ladoy)}{\min(Ladox, Ladoy)}$$

$$\alpha_s := 40 \quad b_o := 2 \cdot (Ladox + dx + Ladoy + dy) = 294.4 \text{ cm}$$

$$v_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 22.808 \frac{kg}{cm^2} \quad v_u \leq v_c \text{ O.K.}$$

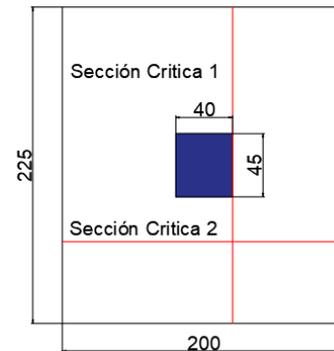
$$v_c := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot \min(dx, dy)}{b_o} + 2\right) = 25.643 \frac{kg}{cm^2}$$

El peralte de la zapata es aceptable para el funcionamiento

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la ilustración:

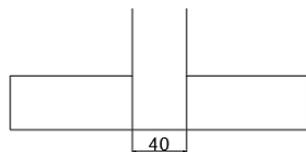
$$\phi := 0.9$$



Diseño a Flexión en la Dirección X

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd1 := q1 = 2.509 \frac{kg}{cm^2} \quad qi1 := \max(q2, q3) = 2.364 \frac{kg}{cm^2}$$



$$x1 := \frac{Lx}{qd1 - qi1} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right)\right)}{x1} \xrightarrow{\text{solve}, x1} 0.08697794400000006$$

$$qint1 := qi1 + x1 = 2.451 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_x := \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right) \right)$$

$$Mux := \left(\frac{qint1 \cdot (dtrap_x)^2}{2} + \left(\frac{(qd1 - qint1) \cdot dtrap_x}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_x \right) \right) \cdot 100 = 796558.725$$

$$Mux = 796558.725 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección X para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$A_s = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{sx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ux}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx^2}} \right)$$

$$A_{sx} = 7.103 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{minx} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$A_{sminx} := p_{minx} \cdot 100 \cdot dx = 10.133 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

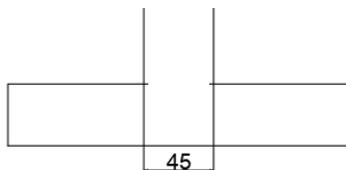
$$A_{sx} := A_{sminx} = 10.133 \text{ cm}^2 \quad A_{sx} := A_{sx} \cdot \left(\frac{(Ly - 15)}{100} \right) = 21.28 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje Y cada 15 cm, proporcionándose un armado de 21.56 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 14 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección X, en un ancho de (225-15) cm.

Diseño a Flexión en la Dirección Y

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$q_{d2} := q_1 = 2.509 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad q_{i2} := \max(q_2, q_3) = 2.364 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$q_1 \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{int} \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{d1} \text{ kgf/cm}^2$$

$$y_1 := \frac{Ly}{q_{d2} - q_{i2}} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2} \right) \right)}{y_1} \xrightarrow{\text{solve, } y_1} 0.08697794400000006$$

$$q_{int2} := q_{i2} + y_1 = 2.451 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_y := \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right) \right)$$

$$Muy := \left(\frac{qint2 \cdot (dtrap_y)^2}{2} + \left(\frac{(qd2 - qint2) \cdot dtrap_y}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_y \right) \right) \cdot 100 = 1008144.636$$

$$Muy = 1008144.636 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección Y para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$As = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Asy := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Muy}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy^2}} \right)$$

$$Asy = 8.628 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$pminy := \frac{14}{fy} = 0.003$$

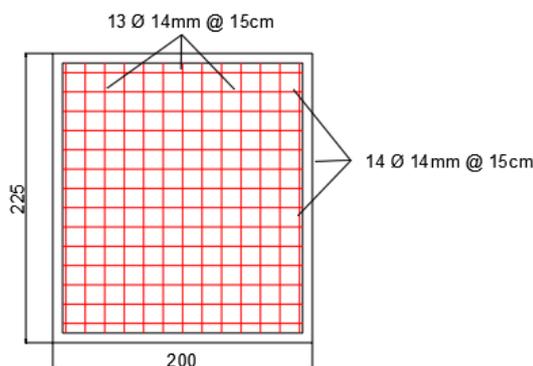
La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$Asminy := pminy \cdot 100 \cdot dy = 10.6 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

$$Asy := Asminy = 10.6 \text{ cm}^2 \quad Asy := Asy \cdot \left(\frac{(Lx - 15)}{100} \right) = 19.61 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje X cada 15 cm, proporcionándose un armado de 20.02 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 13 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección Y, en un ancho de (200-15) cm.



Diseño de Zapata Aislada

Cargas de Servicio

$$P := 76947.59 \text{ Kgf}$$

$$M_x := 238395.1 \text{ kgf*cm}$$

$$M_y := 14837.55 \text{ kgf*cm}$$

Cargas Ultimas

$$P_u := 96092.26 \text{ Kgf}$$

$$M_{ux} := 301548.53 \text{ kgf*cm}$$

$$M_{uy} := 16546.26 \text{ kgf*cm}$$

Datos

$$q_a := 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c := 240 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y := 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Fz = 76947,59
Mx = 238395,1
My = -14837,55

Fz = 96092,26
Mx = 301548,53
My = -16546,26

(D +SD) + L

1.2(D +SD) + 1.6L

Predimensionamiento (Cargas de Servicio)

Se realizara el predimensionamiento de la columna C2 que corresponde a la columna más cargada con respecto a las columnas que tienen una sección de 40x60cm. Al tener una columna rectangular, se considera la siguiente relación para las dimensiones de la zapata.

$$A := \frac{P}{q_a} = 38473.795 \text{ cm}^2 \quad L_x := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{50}{40}\right)}} = 175.44 \text{ cm}$$

$$L_y := \left(\frac{50}{40}\right) \cdot L_x = 219.299 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$L_x := 180 \text{ cm} \quad L_y := 220 \text{ cm} \quad A := L_x \cdot L_y = 39600 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 0.193 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = 3.098 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{L_x}{6} = 30 > e_x \text{ CUMPLE} \quad \frac{L_y}{6} = 36.667 > e_y \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo máximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{L_x} + \frac{6 \cdot e_y}{L_y} \right) = 2.12 \text{ Kgf/cm}^2$$

$q_{\max} = 2.12 > q_a = 2$

El esfuerzo máximo es superior al admisible del suelo por lo que se debe incrementar el área de la zapata en la siguiente proporción:

$$pr := \frac{q_{\max}}{q_a} = 1.06$$

$$A := pr \cdot A = 41971.93 \text{ cm}^2$$

$$Lx := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{50}{40}\right)}} = 183.242 \quad Ly := \left(\frac{50}{40}\right) \cdot Lx = 229.052 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$Lx := 185 \text{ cm} \quad Ly := 230 \text{ cm} \quad A := Lx \cdot Ly = 42550 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$ex := \frac{My}{P} = 0.193 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mx}{P} = 3.098 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{Lx}{6} = 30.833 > ex \quad \text{CUMPLE} \quad \frac{Ly}{6} = 38.333 > ey \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.966 \text{ Kgf/cm}^2$$

$q_{\max} = 1.966 < q_a = 2$

Analisis y Diseño (Cargas Ultimas)

Excentricidades de carga

$$ex := \frac{Muy}{Pu} = 0.172 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mux}{Pu} = 3.138 \text{ cm}$$

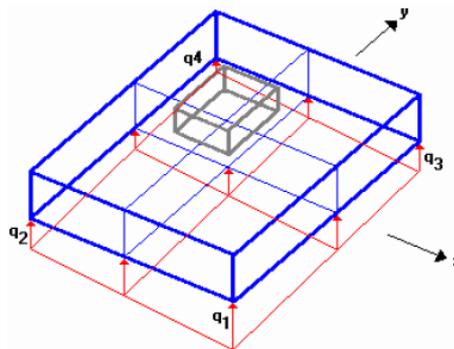
Calculo de esfuerzos del suelo bajo cargas últimas

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$



$$q_1 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.4558 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.4306 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_3 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.0861 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_4 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly}\right) = 2.0608 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño a Cortante

Diseño a Cortante Tipo Viga

Se asume una altura tentativa de 40 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior de hormigón hasta la capa de refuerzo de 8.2 cm en la dirección "y" y 9.6 cm en la dirección "x" (se ha supuesto un recubrimiento mínimo de 7.5 cm para el acero, y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 14 mm.).

$$dy := 31.8 \text{ cm} \quad dx := 30.4 \text{ cm} \quad \phi := 0.75$$

Secciones de la Columna

$$Ladox := 40 \quad Ladoy := 60$$

Dirección X

$$q_{max} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx}\right) = 2.2709 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{min} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx}\right) = 2.246 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x := \frac{Lx}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right) + dx\right)}{x} \xrightarrow{\text{solve}, x} 0.019483649037826827676$$

$$q_{med} := q_{min} + x = 2.265 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

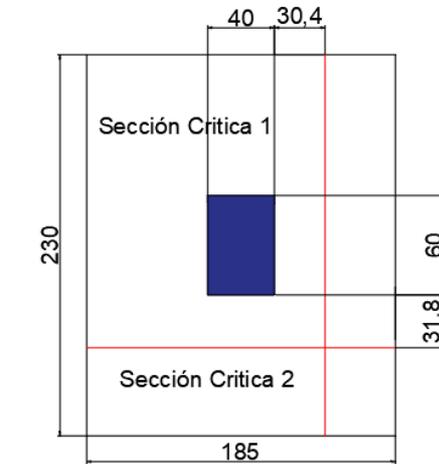
$$Vu := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right) + dx\right)\right) \cdot Ly = 21962 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Ly \cdot dx} = 4.188 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$vc := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{kg}{cm^2}$$



$vu \leq vc$ **O.K.**

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Dirección Y

$$q_{max} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ey}{Ly}\right) = 2.443 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{min} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ey}{Ly}\right) = 2.073 \frac{kg}{cm^2}$$

$$y := \frac{Ly}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2}\right) + \left(\frac{Ladoy}{2}\right) + dy\right)}{y} \xrightarrow{\text{solve, } y} 0.28422710132991525565$$

$$q_{med} := q_{min} + y = 2.358 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$Vu := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2}\right) + \left(\frac{Ladoy}{2}\right) + dy\right)\right) \cdot Lx = 23625 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Lx \cdot dy} = 5.354 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$vc := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} = 8.211 \frac{kg}{cm^2}$$

$vu \leq vc$ **O.K.**

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Diseño a Cortante por Punzonamiento

Esfuerzo uniforme por punzonamiento

$$q := \frac{Pu}{A} = 2.258 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_{up} := q \cdot (A - ((Ladox + dx) \cdot (Ladoy + dy))) = 81497.257 \text{ Kgf}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u := \frac{V_{up}}{\phi \cdot ((Ladox + dx + Ladox + dx) \cdot dx + (Ladoy + dy + Ladoy + dy) \cdot dy)} = 10.739 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es:

$$\beta := \frac{\max(Ladox, Ladoy)}{\min(Ladox, Ladoy)}$$

$$\alpha_s := 40 \quad b_o := 2 \cdot (Ladox + dx + Ladoy + dy) = 324.4 \text{ cm}$$

$$v_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 19.158 \frac{kg}{cm^2} \quad v_u \leq v_c \text{ O.K.}$$

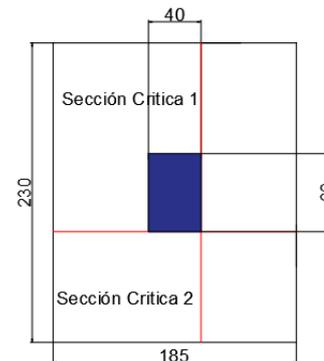
$$v_c := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot \min(dx, dy)}{b_o} + 2\right) = 24.045 \frac{kg}{cm^2}$$

El peralte de la zapata es aceptable para el funcionamiento

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la ilustración:

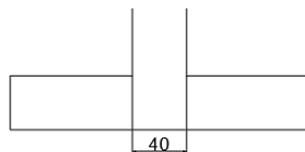
$$\phi := 0.9$$



Diseño a Flexión en la Dirección X

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd1 := q1 = 2.456 \frac{kg}{cm^2} \quad qi1 := \max(q2, q3) = 2.431 \frac{kg}{cm^2}$$



$$x1 := \frac{Lx}{qd1 - qi1} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right)}{x1} \xrightarrow{\text{solve}, x1} 0.015338771985692918919$$

$$qint1 := qi1 + x1 = 2.446 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_x := \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right) \right)$$

$$Mux := \left(\frac{qint1 \cdot (dtrap_x)^2}{2} + \left(\frac{(qd1 - qint1) \cdot dtrap_x}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_x \right) \right) \cdot 100 = 644555.697$$

$$Mux = 644555.697 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección X para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$A_s = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{sx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ux}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx^2}} \right)$$

$$A_{sx} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{minx} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$A_{sminx} := p_{minx} \cdot 100 \cdot dx = 10.133 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

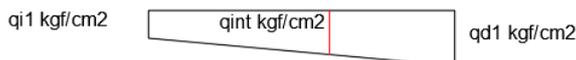
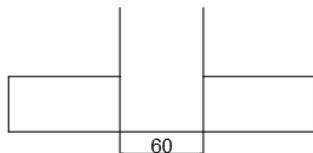
$$A_{sx} := A_{sminx} = 10.133 \text{ cm}^2 \quad A_{sx} := A_{sx} \cdot \left(\frac{(Ly - 15)}{100} \right) = 21.787 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje Y cada 15 cm, proporcionándose un armado de 23.10 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 15 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección X, en un ancho de (230-15) cm.

Diseño a Flexión en la Dirección Y

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$q_{d2} := q_1 = 2.456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad q_{i2} := \max(q_2, q_3) = 2.431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$y_1 := \frac{Ly}{q_{d2} - q_{i2}} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2} \right) \right)}{y_1} \xrightarrow{\text{solve}, y_1} 0.015901934628645895652$$

$$q_{int2} := q_{i2} + y_1 = 2.447 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_y := \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right) \right)$$

$$Muy := \left(\frac{qint2 \cdot (dtrap_y)^2}{2} + \left(\frac{(qd2 - qint2) \cdot dtrap_y}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_y \right) \right) \cdot 100 = 886044.491$$

$$Muy = 886044.491 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección Y para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$As = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Asy := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Muy}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy^2}} \right)$$

$$Asy = 7.556 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$pminy := \frac{14}{fy} = 0.003$$

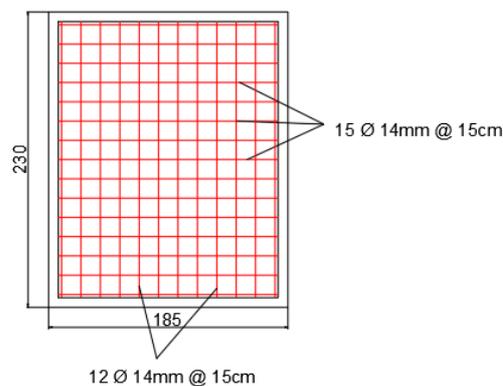
La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$Asminy := pminy \cdot 100 \cdot dy = 10.6 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

$$Asy := Asminy = 10.6 \text{ cm}^2 \quad Asy := Asy \cdot \left(\frac{(Lx - 15)}{100} \right) = 18.02 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje X cada 15 cm, proporcionándose un armado de 18.48 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 12 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección Y, en un ancho de (185-15) cm.



ANEXO 8.6

Diseño de Losa

1. Datos para el diseño:

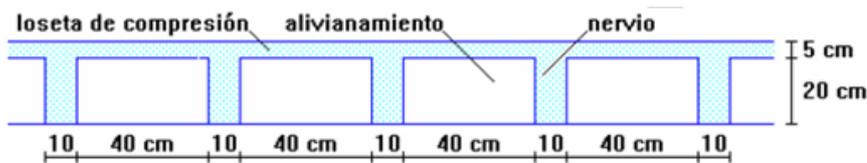
$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2. Carga de Losa:

$$CV := 480 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

3. Consideraciones para las dimensiones de la losa

- Espesor tentativo de 25cm.
- Loseta de compresión de 5cm.
- Nervios de 10cm de espesor.
- Alivianamiento de espuma flex: 40cmx40cm, de 20cm de altura



4. Control de deflexiones

Alto del Patín = AIP	AIP := 5 cm	ALA := 20 cm
Ancho del Patín = AnP		
Alto del Alma = AIA	AnP := 50 cm	AnA := 10 cm
Ancho del Alma = AnA		
Area de la sección T = A		

Área de la sección T

$$A := (AIP \cdot AnP) + (ALA \cdot AnA) = 450 \text{ cm}^2$$

Momento del área

$$M := \left((AIP \cdot AnP) \cdot \left(ALA + \frac{AIP}{2} \right) \right) + \left((ALA \cdot AnA) \cdot \frac{ALA}{2} \right) = 7625 \text{ cm}^3$$

Posición del centro de gravedad de la viga T

$$y_g := \frac{M}{A} = 16.944 \text{ cm}$$

Inercia de la viga T

$$I := \frac{AnP \cdot ALP^3}{12} + (AnP \cdot ALP) \cdot \left(ALA + \frac{ALP}{2} - y_g \right)^2 + \frac{AnA \cdot ALA^3}{12} + (AnA \cdot ALA) \cdot \left(y_g - \frac{ALA}{2} \right)^2$$

$$I = 24548.611 \text{ cm}^4$$

La inercia de la viga de altura constante

$$h_{eq} := \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{AnP}} = 18.061 \text{ cm}$$

5. Calculo de los coeficientes α



Espesor de la loseta de compresión:

$$Loseta := 5 \text{ cm}$$

Eje C

Dimensiones de la viga de eje

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 45 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L11 := 623 \text{ cm} \quad L21 := 527 \text{ cm}$$

$$I_{viga1} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa1} := \frac{\left(\frac{L11}{2} + \frac{L21}{2} - b1\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 267579.861 \text{ cm}^4$$

$$\alpha1 := \frac{I_{viga1}}{I_{losa1}} = 0.598$$

Eje D

Dimensiones de la viga de eje

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 45 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L12 := 320 \text{ cm} \quad L22 := 623 \text{ cm}$$

$$I_{viga2} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa2} := \frac{\left(\frac{L12}{2} + \frac{L22}{2} - b1\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 216764.236 \text{ cm}^4$$

$$\alpha2 := \frac{I_{viga2}}{I_{losa2}} = 0.738$$

Eje 3

Dimensiones de la viga

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 40 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L13 := 680 \text{ cm} \quad L23 := 390 \text{ cm}$$

$$I_{viga3} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa3} := \frac{\left(\frac{L13}{2} + \frac{L23}{2} - b1\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 247940.972 \text{ cm}^4$$

$$\alpha3 := \frac{I_{viga3}}{I_{losa3}} = 0.432$$

Eje 4

Dimensiones de la viga

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 40 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L14 := 390 \text{ cm}$$

$$I_{viga4} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa4} := \frac{\left(\frac{L14}{2} - \frac{b1}{2}\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 88375 \text{ cm}^4$$

$$\alpha4 := \frac{I_{viga4}}{I_{losa4}} = 1.213$$

$$\alpha_m := \frac{(\alpha1 + \alpha2 + \alpha3 + \alpha4)}{4} = 0.745$$

6. Sección de la losa

$$Lx := 6230 \text{ mm} \quad Ly := 3900 \text{ mm}$$

Ancho de viga según el eje

$$bx := 300 \text{ mm} \quad by := 300 \text{ mm}$$

7. Peralte mínimo de losa

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

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

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

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

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$$

Coefficientes en unidades de kgf/cm².

Coefficientes en unidades de MPa.

$$\text{Peralte_minimo_de_losa} := \left\| \begin{array}{l} \beta \leftarrow \frac{Lx - bx}{Ly - by} \\ \text{if } 0.2 \leq \alpha m < 2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} L_n \leftarrow \max(Lx - bx, Ly - by) \\ h_{min} \leftarrow \frac{L_n \cdot \left(0.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{fy}{14000} \right)}{36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + 5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \beta \cdot (\alpha m - 0.2)} \end{array} \right\| \\ \text{if } \alpha m \geq 2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} h_{min} \leftarrow \frac{L_n \cdot \left(0.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{fy}{14000} \right)}{36 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \beta} \end{array} \right\| \end{array} \right\| h_{min}$$

$$\text{Peralte_minimo_de_losa} = 16.11 \text{ cm}$$

$$\text{Deformación} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h_{eq} \geq \text{Peralte_minimo_de_losa} \\ \quad \left\| \text{Deformación} \leftarrow \text{"Al cumplir con el peralte minimo requerido, no necesita calculo de deformaciones"} \right\| \\ \text{if } h_{eq} < \text{Peralte_minimo_de_losa} \\ \quad \left\| \text{Deformación} \leftarrow \text{"No cumple con el peralte minimo requerido, necesita calculo de deformaciones"} \right\| \end{array} \right\|$$

Deformación = "Al cumplir con el peralte minimo requerido, no necesita calculo de deformaciones"

8. Acero de refuerzo

Se calcula en el Excel "Diseño de Losa"

Diseño de Losa

1. Datos para el diseño:

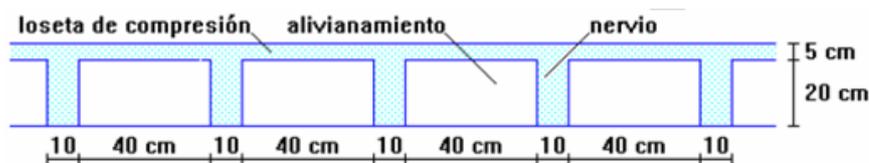
$$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2. Carga de Losa:

$$CV := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

3. Consideraciones para las dimensiones de la losa

- Espesor tentativo de 25cm.
- Loseta de compresión de 5cm.
- Nervios de 10cm de espesor.
- Alivianamiento de espuma flex: 40cmx40cm, de 20cm de altura



4. Control de deflexiones

Alto del Patín = AIP	$AIP := 5 \text{ cm}$	$ALA := 20 \text{ cm}$
Ancho del Patín = AnP		
Alto del Alma = AIA	$AnP := 50 \text{ cm}$	$AnA := 10 \text{ cm}$
Ancho del Alma = AnA		
Area de la sección T = A		

Área de la sección T

$$A := (AIP \cdot AnP) + (ALA \cdot AnA) = 450 \text{ cm}^2$$

Momento del área

$$M := \left((AIP \cdot AnP) \cdot \left(ALA + \frac{AIP}{2} \right) \right) + \left((ALA \cdot AnA) \cdot \frac{ALA}{2} \right) = 7625 \text{ cm}^3$$

Posición del centro de gravedad de la viga T

$$y_g := \frac{M}{A} = 16.944 \text{ cm}$$

Inercia de la viga T

$$I := \frac{AnP \cdot ALP^3}{12} + (AnP \cdot ALP) \cdot \left(ALA + \frac{ALP}{2} - y_g \right)^2 + \frac{AnA \cdot ALA^3}{12} + (AnA \cdot ALA) \cdot \left(y_g - \frac{ALA}{2} \right)^2$$

$$I = 24548.611 \text{ cm}^4$$

La inercia de la viga de altura constante

$$h_{eq} := \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{AnP}} = 18.061 \text{ cm}$$

5. Calculo de los coeficientes α



Espesor de la loseta de compresión:

$$Loseta := 5 \text{ cm}$$

Eje C

Dimensiones de la viga de eje

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 45 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L11 := 623 \text{ cm} \quad L21 := 527 \text{ cm}$$

$$I_{viga1} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa1} := \frac{\left(\frac{L11}{2} + \frac{L21}{2} - b1\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 267579.861 \text{ cm}^4$$

$$\alpha1 := \frac{I_{viga1}}{I_{losa1}} = 0.598$$

Eje D

Dimensiones de la viga de eje

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 45 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L12 := 320 \text{ cm} \quad L22 := 623 \text{ cm}$$

$$I_{viga2} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa2} := \frac{\left(\frac{L12}{2} + \frac{L22}{2} - b1\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 216764.236 \text{ cm}^4$$

$$\alpha2 := \frac{I_{viga2}}{I_{losa2}} = 0.738$$

Eje 3

Dimensiones de la viga

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 40 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L13 := 680 \text{ cm} - 255 \text{ cm} = 425 \text{ cm}$$

$$I_{viga3} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa3} := \frac{\left(\frac{L13}{2} - \frac{b1}{2}\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 96967.014 \text{ cm}^4$$

$$\alpha3 := \frac{I_{viga3}}{I_{losa3}} = 1.105$$

Eje 2-3

Dimensiones de la viga

$$b1 := 30 \text{ cm} \quad h1 := 40 \text{ cm}$$

Calculo del coeficiente

$$L14 := 680 \text{ cm} - 255 \text{ cm} = 425 \text{ cm}$$

$$I_{viga4} := \frac{b1 \cdot (h1 - Loseta)^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa4} := \frac{\left(\frac{L14}{2} - \frac{b1}{2}\right) \cdot h_{eq}^3}{12} = 96967.014 \text{ cm}^4$$

$$\alpha4 := \frac{I_{viga4}}{I_{losa4}} = 1.105$$

$$\alpha_m := \frac{(\alpha1 + \alpha2 + \alpha3 + \alpha4)}{4} = 0.887$$

6. Sección de la losa

$$Lx := 6230 \text{ mm} \quad Ly := 6800 \text{ mm} - 2550 \text{ mm} = 4250 \text{ mm}$$

Ancho de viga según el eje

$$bx := 300 \text{ mm} \quad by := 300 \text{ mm}$$

7. Peralte mínimo de losa

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

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

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

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

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Coefficientes en unidades de MPa.

$$\begin{aligned}
 \text{Peralte_minimo_de_losa} := & \left\{ \begin{array}{l} \beta \leftarrow \frac{Lx - bx}{Ly - by} \\ \text{if } 0.2 \leq \alpha m < 2 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} L_n \leftarrow \max(Lx - bx, Ly - by) \\ h_{min} \leftarrow \frac{L_n \cdot \left(0.8 \frac{kgf}{cm^2} + \frac{fy}{14000} \right)}{36 \frac{kgf}{cm^2} + 5 \frac{kgf}{cm^2} \cdot \beta \cdot (\alpha m - 0.2)} \end{array} \right. \\ \text{if } \alpha m \geq 2 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} h_{min} \leftarrow \frac{L_n \cdot \left(0.8 \frac{kgf}{cm^2} + \frac{fy}{14000} \right)}{36 \cdot \frac{kgf}{cm^2} + 9 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \beta} \end{array} \right. \end{array} \right. \\
 & h_{min}
 \end{aligned}$$

$$\text{Peralte_minimo_de_losa} = 15.85 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Deformación} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } h_{eq} \geq \text{Peralte_minimo_de_losa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Deformación} \leftarrow \text{"Al cumplir con el peralte minimo requerido, no necesita calculo de deformaciones"} \end{array} \right. \\ \text{if } h_{eq} < \text{Peralte_minimo_de_losa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Deformación} \leftarrow \text{"No cumple con el peralte minimo requerido, necesita calculo de deformaciones"} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Deformación = "Al cumplir con el peralte minimo requerido, no necesita calculo de deformaciones"

8. Acero de refuerzo

Se calcula en el Excel "Diseño de Losa"

Prediseño de Losa - Altura Total 25cm

Losa Aligerada

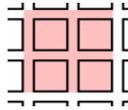
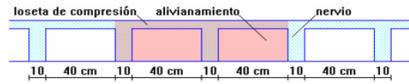
Losa Aligerada: Analisis por metro cuadrado m2		
Característica	Peso Unitario	Unidad
Caseton de Espuma Flex	0.3	kg
Casetones de Espuma flex (4 unidades x m2)	1.2	Kg/m2
# Se considera casetones de 40x40x20cm para la Losa de chapa de 5cm		

Caseton	Volumen Unitario (m3)	Volumen Total x m2 (m3)
	0.032	0.128

Número de Casetones por m2 de losa	4
------------------------------------	---

Peso por m2 de Losa aligerada de 25cm (Chapa 5cm)		
Característica	Peso	Unidad
Caseton de Espuma Flex	1.2	Kg/m2
Hormigón Armado	292.8	Kg/m2
Total	294	Kg/m2

Peso Unitario H*A*(Volumen de Losa maciza - Volumen de los 4 casetones)



Peso de Paredes

Peso de Paredes Interiores

Dimensiones	Metros
Longitud Total	60.97
Ancho	0.15
Alto	3.24
Volumen Total (m3)	29.63142

	Peso esp.	Unidad
Mamposteria	1600	Kg/m3
Peso de Pared	47410.272	Kg
Area de Losa Tipo	157.29	m2
Peso de pared x m2	301.419	kg/m2

Peso de Paredes Perimetrales PA1 y PA2

Dimensiones	Metros
Longitud Total	50.8
Ancho	0.15
Alto	3.24
Volumen Total (m3)	24.6888

	Peso esp.	Unidad
Mamposteria	1600	Kg/m3
Peso de Pared	39502.08	Kg
Perimetro de Losa Tipo	50.8	m
Peso de pared x m.l.	777.600	kg/m

Peso de Paredes Perimetrales Techo

Dimensiones	Metros
Longitud Total	57.2
Ancho	0.15
Alto	1
Volumen Total (m3)	8.58

	Peso esp.	Unidad
Mamposteria	1600	Kg/m3
Peso de Pared	13728	Kg
Perimetro de Losa Tipo	57.2	m
Peso de pared x m.l.	240.000	kg/m

Cargas típicas sobre Losa

Piso Típico (PA1 y PA2)		
Características	Cantidad Kg/m2	
Carga Muerta		
Losa Aligerada 25cm (Chapa de 5cm)	294.0	
Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	20.0	
Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10.0	
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22.0	
Paredes Interiores	301.419	
Empastado (Yeso)	20.0	
Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	20.0	
Total	687.419	
CV		
Vivienda	200.0	
Total	200.0	
Total	887.419	

Piso Típico (Techo)		
Características	Cantidad Kg/m2	
Carga Muerta		
Losa Aligerada 25cm (Chapa de 5cm)	294.0	
Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	20.0	
Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10.0	
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22.0	
Paredes Interiores	0.0	
Empastado (Yeso)	0.0	
Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	20.0	
Total	366.0	
CV		
Cubierta destinada para areas de paseo	300.0	
Total	300.0	
Total	666.0	

Piso Típico (Patio)		
Características	Cantidad Kg/m2	
Carga Muerta		
Losa Maciza 25cm	294.0	
Baldosas de ceramica con mortero de cemento por cada cm de espesor	0.0	
Instalaciones electricas/mecánicas/hidrosanitarias	10.0	
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	22.0	
Paredes Interiores	0.0	
Empastado (Yeso)	0.0	
Cielo raso de yeso sobre listones de madera (incluido los listones)	0.0	
Total	326.000	
CV		
Patio	480.0	
Total	480.0	
Total	806.000	



Cargas de Diseño para cada tipo de uso

Para paños de Losa (VIVIENDA)		
Carga Muerta	687.419	kg/m ²
Carga Viva	200.0	kg/m ²
Carga de Diseño	1144.903391	kg/m ²

Para paños de Losa (PATIO)		
Carga Muerta	326.000	kg/m ²
Carga Viva	480.0	kg/m ²
Carga de Diseño	1159.2	kg/m ²

Para paños de Losa (TECHO)		
Carga Muerta	366.000	kg/m ²
Carga Viva Techo	300.0	kg/m ²
Carga de Diseño	919.2	kg/m ²

Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177

Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	406	489	572	644	693	712
	$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	428	409	369	310	271	238

Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	323	340	351	354	348	335
	$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	853	891	914	921	909	878
	$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	440	465	481	485	477	458
	$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	231	199	183	174	165	178
	$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	-	-	-	-	-	-

Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	569	754	979	1230	1469	1644
	$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	-	-	-	-	-	-
	$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	433	587	775	984	1183	1329
	$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	1118	1225	1304	1334	1308	1246
	$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	616	654	659	615	527	434

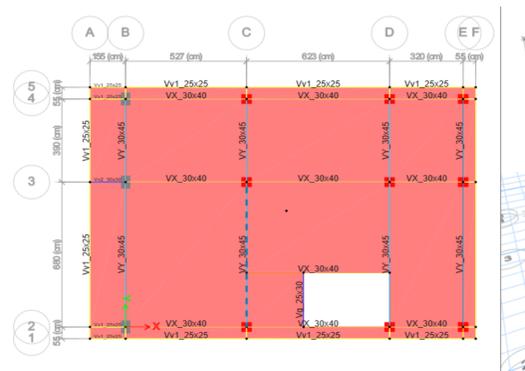
Losa	Fórmula	Coef.	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	569	630	681	715	729	718
	$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} + L_x^2$	m_{y-}	1118	1220	1303	1360	1382	1364
	$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} + L_x^2$	m_{y+}	616	687	746	785	802	790
	$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} + L_x^2$	m_{x-}	-	-	-	-	-	-
	$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} + L_x^2$	m_{x+}	433	375	311	269	252	238

DISEÑO A FLEXIÓN

Tablas de diseño para la Losa nivel +3.24, +6.48 Losas de Vivienda y Patio

Losa	Losa Tipo	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-) Kg-m/m	Muy(+) Kg-m/m	Mux(-) Kg-m/m	Mux(+) Kg-m/m
2-3-C-D	3	1144.903391	4.25	6.23	0.68	548	185	888	464	1133.253999	382.5766238	1836.367794	959.5435322
3-4-C-D		1159.2	3.9	6.23	0.63	532	167	902	473	937.9921824	294.4449144	1590.355166	833.9667336
2-3-B-C	6	1144.903391	5.27	6.8	0.78	1120	621	852	369	3561.296188	1974.611547	2709.128886	1173.319905
3-4-B-C		1144.903391	3.9	5.27	0.74	1240	704	310	827	2159.333592	1225.944233	539.833398	1440.136194
3-4-D-E		1159.2	3.2	3.9	0.82	621	1120	369	852	728.0486461	1329.463296	438.0106752	1011.341722
2-3-D-E		1144.903391	3.2	6.8	0.47	238	764	1353	782	279.0266953	895.6991394	1586.231591	916.8019988
2-3-C-D (pequeña)		1144.903391	2.48	2.55	0.97	428	839	839	428	301.3810714	590.7913993	590.7913993	301.3810714

Losa	M (Kg-m/m)	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm ²)	f'y (kg/cm ²)	As (cm ² /m)	As_min (cm ² /m)
2-3-C-D	Muy(-)	1133.253999	20	22	240	4200	1.40920
	Muy(+)	382.5766238	100	22	240	4200	0.46104
	Mux(-)	1836.367794	20	22	240	4200	2.33589
	Mux(+)	959.5435322	100	22	240	4200	1.16015
	Muy(-)	937.9921824	20	22	240	4200	1.15938
3-4-C-D	Muy(+)	294.4449144	100	22	240	4200	0.35466
	Mux(-)	1590.355166	20	22	240	4200	2.00661
	Mux(+)	833.9667336	100	22	240	4200	1.00760
	Muy(-)	3561.296188	20	22	240	4200	4.82775
	Muy(+)	1974.611547	100	22	240	4200	2.40146
2-3-B-C	Mux(-)	2709.128886	20	22	240	4200	3.55309
	Mux(+)	1173.319905	100	22	240	4200	1.42036
	Muy(-)	2159.333592	20	22	240	4200	2.77703
	Muy(+)	1225.944233	100	22	240	4200	1.48451
	Mux(-)	539.833398	20	22	240	4200	0.65932
3-4-B-C	Mux(+)	1440.136194	100	22	240	4200	1.74603
	Muy(-)	728.0486461	20	22	240	4200	0.89419
	Muy(+)	1329.463296	100	22	240	4200	1.61082
	Mux(-)	438.0106752	20	22	240	4200	0.53336
	Mux(+)	1011.341722	100	22	240	4200	1.22314
2-3-D-E	Muy(-)	279.0266953	20	22	240	4200	0.33821
	Muy(+)	895.6991394	100	22	240	4200	1.08256
	Mux(-)	1586.231591	20	22	240	4200	2.00113
	Mux(+)	916.8019988	100	22	240	4200	1.10820
	Muy(-)	301.3810714	20	22	240	4200	0.36554
2-3-C-D (pequeña)	Muy(+)	590.7913993	100	22	240	4200	0.71280
	Mux(-)	590.7913993	20	22	240	4200	0.72264
	Mux(+)	301.3810714	100	22	240	4200	0.36303



Losa	Area seleccionada (cm ² /m)		Area seleccionada (cm ² /nervio)		Aceros reales		Ø de Construcción
	Asy(-)	Asy(+)	Asx(-)	Asx(+)	# Ø	Area	
2-3-C-D	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	2.34	1.47	1.17	0.73	1	14	1.5394
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	2.01	1.47	1.00	0.73	1	12	1.1310
3-4-C-D	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	2.01	1.47	1.00	0.73	1	12	1.1310
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
2-3-B-C	4.83	2.40	2.41	1.20	1	18	2.5447
	3.55	2.40	1.78	1.20	1	16	2.0106
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	2.78	1.47	1.39	0.73	1	14	1.5394
3-4-B-C	1.48	1.47	0.74	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.75	1.47	0.87	0.73	1	12	1.1310
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
3-4-D-E	1.61	1.47	0.81	0.73	1	12	1.1310
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	2.00	1.47	1.00	0.73	1	12	1.1310
2-3-D-E	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
2-3-C-D (pequeña)	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854

- Franja horizontal superior**
Acero superior phi=12mm
Acero inferior phi=12mm
- Franja horizontal inferior**
Acero superior phi=16mm
Acero inferior phi=12mm
- Franja vertical 1**
Acero superior phi=12mm
Acero inferior phi=12mm
- Franja vertical 2**
Acero superior phi=18mm
Acero inferior phi=14mm
- Franja vertical 3**
Acero superior phi=12mm
Acero inferior phi=12mm
- Franja vertical 4**
Acero superior phi=12mm
Acero inferior phi=12mm

Tablas de diseño para la Losa nivel +9.24

Losas de Cubierta

Losa	Losa Tipo	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-) Kg-m/m	Muy(+) Kg-m/m	Mux(-) Kg-m/m	Mux(+) Kg-m/m
2-3-C-D	5	919.2	4.25	6.23	0.68	0	174	921	485	0	288.89307	1529.140905	805.247925
2-3-B-C	6	919.2	5.27	6.8	0.78	1120	621	852	369	2859.231164	1585.341565	2175.057993	942.0145532
3-4-B-C	8	919.2	3.9	5.27	0.74	984	-	615	1334	1375.733549	-	859.833468	1865.069669
2-3-D-E	7	919.2	3.2	6.8	0.47	790	1364	238	-	743.596032	1283.879731	224.0200704	-
2-3-C-D (pequeña)	6	919.2	2.48	2.55	0.97	428	839	839	428	241.9675607	474.3242604	474.3242604	241.9675607

Losa	M (Kg-m/m)		b (cm)	d (cm)	f'c kg/cm ²	fy kg/cm ²	As (cm ² /m)		As_min cm ² /m
	Muy(-)	Muy(+)					Asy(-)	Asy(+)	
2-3-C-D	0	288.89307	20	22	240	4200	0.00000	0.34796	1.47
	288.89307	0	100	22	240	4200	0.00000	0.34796	1.47
	0	0	20	22	240	4200	0.00000	0.34796	1.47
	0	0	20	22	240	4200	0.00000	0.34796	1.47
2-3-B-C	805.247925	2859.231164	20	22	240	4200	3.77091	1.92369	1.47
	2859.231164	805.247925	20	22	240	4200	3.77091	1.92369	1.47
	1585.341565	2175.057993	20	22	240	4200	2.79877	1.47	1.47
	2175.057993	1585.341565	20	22	240	4200	2.79877	1.47	1.47
3-4-B-C	942.0145532	1375.733549	20	22	240	4200	1.13884	1.72384	1.47
	1375.733549	942.0145532	20	22	240	4200	1.13884	1.72384	1.47
	0	859.833468	20	22	240	4200	0.00000	1.06025	1.47
	859.833468	0	20	22	240	4200	0.00000	1.06025	1.47
2-3-D-E	1865.069669	743.596032	20	22	240	4200	2.26679	0.91371	1.47
	743.596032	1865.069669	20	22	240	4200	2.26679	0.91371	1.47
	1283.879731	224.0200704	20	22	240	4200	1.55518	0.27110	1.47
	224.0200704	1283.879731	20	22	240	4200	1.55518	0.27110	1.47
		0	100	22	240	4200	0.00000	0.00000	1.47

Losa	Area seleccionada cm ² /m		Area seleccionada cm ² /nervio		Aceros reales			
	Asy(-)	Asy(+)	Asx(-)	Asx(+)	# Ø	Ø	Area	Ø de Construcción
2-3-C-D	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
2-3-B-C	3.77	1.92	1.89	0.96	1	16	2.0106	16
	1.92	3.77	0.96	1.89	1	12	1.1310	12
	2.80	1.47	1.40	0.73	1	14	1.5394	14
	1.47	2.80	0.73	1.40	1	10	0.7854	12
3-4-B-C	1.72	1.47	0.86	0.73	1	12	1.1310	12
	1.47	1.72	0.73	0.86	1	10	0.7854	12
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
	2.27	1.47	1.13	0.73	1	14	1.5394	14
2-3-D-E	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12
	1.56	1.47	0.78	0.73	1	10	0.7854	12
	1.47	1.56	0.73	0.78	1	10	0.7854	12
	1.47	1.47	0.73	0.73	1	10	0.7854	12

DISEÑO A CORTE

Verificación del Cortante de Losa Nivel: +3.24, +6.48

Losa	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	b (cm)	d (cm)	Ancho Crítico (m)	Altura Crítica (m)	Vu (kg)	vu (kg/cm ²)	vc (kg/cm ²)	Cumplimiento
2-3-C-D	1144.903391	4.25	6.23	20	22	1	1.855	2123.795791	6.436	8.211	CUMPLE
3-4-C-D	1159.2	3.9	6.23	20	22	1	1.68	1947.456	5.901	8.211	CUMPLE
2-3-B-C	1144.903391	5.27	6.8	20	22	1	2.365	2707.69652	8.205	8.211	CUMPLE
3-4-B-C	1144.903391	3.9	5.27	20	22	1	1.68	1923.437697	5.829	8.211	CUMPLE
3-4-D-E	1159.2	3.2	3.9	20	22	1	1.33	1541.736	4.672	8.211	CUMPLE
2-3-D-E	1144.903391	3.2	6.8	20	22	1	1.33	1522.72151	4.614	8.211	CUMPLE
2-3-C-D (pequeña)	1144.903391	2.48	2.55	20	22	1	0.97	1110.556289	3.365	8.211	CUMPLE

Verificación del Cortante de Losa Nivel: +9.72

Losa	q (Kg/m ²)	Lx (m)	Ly (m)	b (cm)	d (cm)	Ancho Crítico (m)	Altura Crítica (m)	Vu (kg)	vu (kg/cm ²)	vc (kg/cm ²)	Cumplimiento
2-3-C-D	919.2	4.25	6.23	20	22	1	1.855	1705.116	5.167	8.211	CUMPLE
2-3-B-C	919.2	5.27	6.8	20	22	1	2.365	2173.908	6.588	8.211	CUMPLE
3-4-B-C	919.2	3.9	5.27	20	22	1	1.68	1544.256	4.680	8.211	CUMPLE
2-3-D-E	919.2	3.2	6.8	20	22	1	1.33	1222.536	3.705	8.211	CUMPLE
2-3-C-D (pequeña)	919.2	2.48	2.55	20	22	1	0.97	891.624	2.702	8.211	CUMPLE

ARMADURA DE TEMPERATURA Y RETRACCIÓN DEL FRAGUADO

Se puede utilizar una malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia $F_y=2800$ kg/cm², requiriéndose la siguiente armadura mínima en las direcciones:

Acero mínimo

p_min	0.003
As_min	p_min * b * d
As_min (cm ²)	0.75

Maximo espaciamiento entre alambre de malla

e_max1 (cm)	25
e_max2 (cm)	45
e_max	25

• Dimensiones 3.00m x 2.40m

Diámetro [mm]		Separación [cm]		Sección de acero As [mm ² /m]		Peso	
Alambre L	Alambre T	Alambre L	Alambre T	As L	As T	kg/m ²	kg/plancha
4.0	4.0	15	15	84	84	1.32	9.50

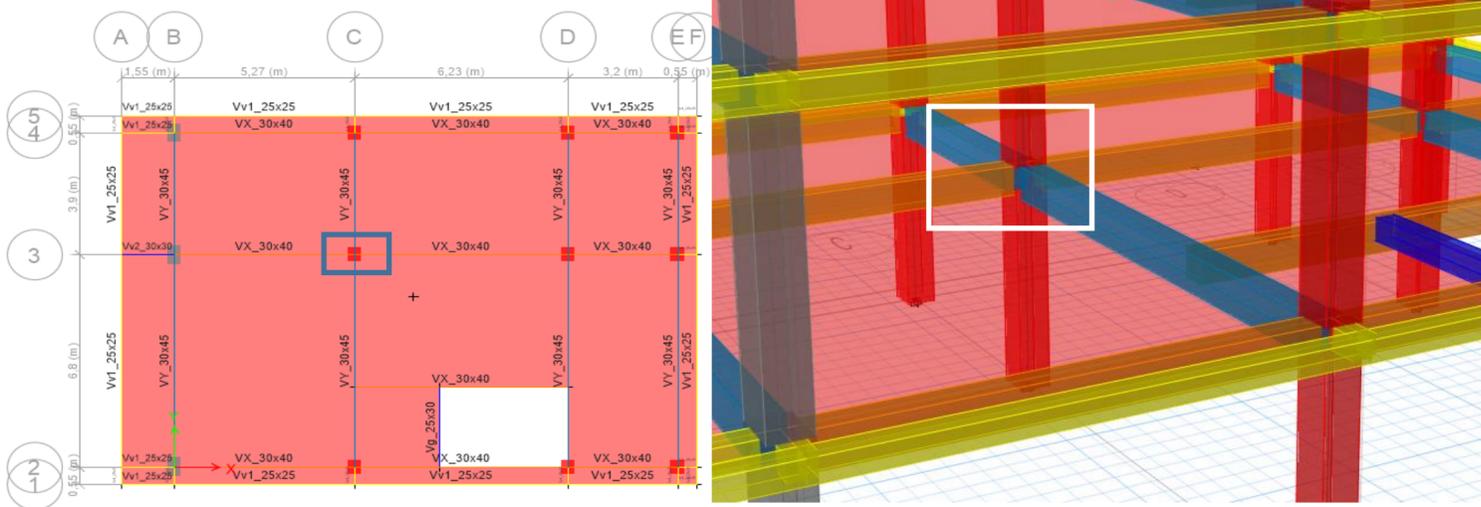
Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Código	Tipo de Malla	Diámetro [mm]		Separación [cm]		Sección de Acero as [mm ² /m]		Peso	
		Alambre L	Alambre T	Alambre L	Alambre T	As L	As T	kg / m ²	kg / plancha
188156	R-126	4.0	4.0	10	10	126	126	1.97	29.48
188164	R-196	5.0	5.0	10	10	196	196	3.07	46.06
188166	R-238	5.5	5.5	10	10	238	238	3.72	55.73
188168	R-283	6.0	6.0	10	10	283	283	4.42	66.32
188172	R-385	7.0	7.0	10	10	385	385	6.02	90.27
188176	R-636	9.0	9.0	10	10	636	636	9.95	149.22
188150	R-64	3.5	3.5	15	15	64	64	1.01	15.17
188152	R-84	4.0	4.0	15	15	84	84	1.32	19.81
188154	R-106	4.5	4.5	15	15	106	106	1.67	25.07
188158	R-131	5.0	5.0	15	15	131	131	2.06	30.95
188160	R-158	5.5	5.5	15	15	158	158	2.50	37.45
188161	R-188	6.0	6.0	15	15	188	188	2.97	44.57
188167	R-257	7.0	7.0	15	15	257	257	4.04	60.66
188170	R-335	8.0	8.0	15	15	335	335	5.28	79.23
188173	R-424	9.0	9.0	15	15	424	424	6.69	100.28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8.25	123.80
188148	R-53	4.5	4.5	30	30	53	53	0.84	12.53
188676	R-503	8.0	8.0	10	10	503	503	7.86	117.90

AsL: Área de acero (mm²/m) de los alambres longitudinales. AsT: Área de acero (mm²/m) de los alambres transversales.
Dimensiones estándar: 6.25 x 2.40 + 1500. • Medidas y especificaciones especiales bajo pedido.

Diseño de Nudo

Para el análisis se consideró un unico nudo, en donde van a intersectar:
 - La columna más cargada.
 - La viga de mayor luz en el sentido X.
 - La viga de mayor luz en el sentido Y.
 # Story 1, Columna C5



Según el ACI 318-19, la resistencia nominal del nudo a corte depende de parametros que se detalla con la siguiente figura

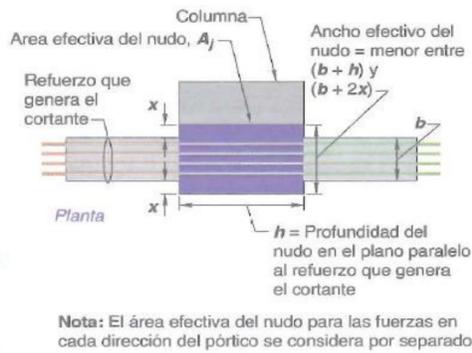
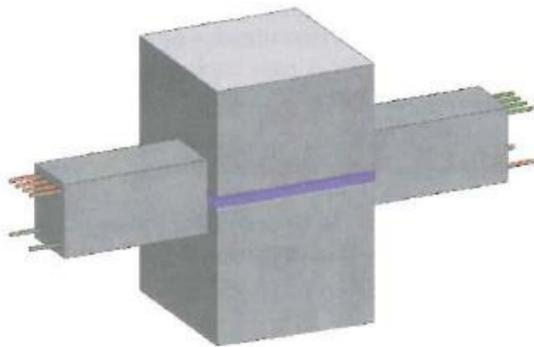


Fig. R15.4.2 — Área efectiva del nudo

Aj	Área efectiva del nudo (cm ²)
b	Dimensión de la base de la viga en el sentido del cortante (cm)
h	Dimensión de la base/altura de la columna en el sentido del cortante (cm)
x	Dimensión excedente entre la base de la viga y la base/altura de la columna en el sentido del cortante (cm)
Aj en ningún caso puede ser mayor que el área de la columna en el sentido del cortante	

Solicitación de Corte en el Nudo

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_s /s m ² /m
Major, V_{u2}	8446,39	11170,24	3949,06	8446,39	0,00038
Minor, V_{u3}	11084,41	11420,62	4037,57	11084,41	0,00033

Datos y calculo de área efectiva

Eje	Story/Columna	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C5	30	40	527	40	45	324
Y	Story 1 - C5	30	45	329	40	45	324

Ancho Efectivo						Area efectiva		
b (cm)	h (cm)	2*x	(b+h)	(b+2x)	Ancho efectivo (cm)	Area del nudo Aj (cm ²)	Area de la columna (cm ²)	An <= Ac
30	40	15	70	45	45	1800	1800	CUMPLE
30	45	10	75	40	40	1800	1800	CUMPLE

Continuidad de la COLUMNA en el nudo viga-columna

Condiciones

Eje	Story/Columna	Condiciones	
		a	b
X	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE

15.2.6 Una extensión de la columna que se supone provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

- (a) La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual a la dimensión de la columna h medida en la dirección del cortante del nudo considerado.
- (b) El refuerzo longitudinal y transversal de la columna localizada debajo del nudo se continua a través de la extensión.

Continuidad de la VIGA en el nudo viga-columna

Condiciones

Eje	Story/Viga	Condiciones	
		a	b
X	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE

15.2.7 Una extensión de la viga que provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

- (a) La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga h .
- (b) El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta del nudo se continua a través de la extensión.

Confinamiento del nudo viga-columna

Eje	Story/Columna	Condiciones		
		a	b	c
X	Story 1 - C5	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el n entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (b) \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Viga VY_30x45		Viga VX_30x40	
Datos		Datos	
f'c (kg/cm2)	240	f'c (kg/cm2)	240
fy(kg/cm2)	4200	fy(kg/cm2)	4200
bw (cm)	30	bw (cm)	30
d (cm)	37.333	d (cm)	34.2
s (cm)	9	s (cm)	8
Acero longitudinal		Acero longitudinal	
As_ empleado (cm2)	29.72	_ empleado (cm	20.608
As_min1 (cm2)	3.30491628	As_min1 (cm2)	3.02756641
AS_min2 (cm2)	3.7333	AS_min2 (cm2)	3.42
Acero por corte		Acero por corte	
As_ empleado (cm2)	0.785	_ empleado (cm	0.785
As_min1 (cm2)	0.199182	As_min1 (cm2)	0.17705
AS_min2 (cm2)	0.225	AS_min2 (cm2)	0.2

Resistencia del Nudo a corte

$\phi * V_n \geq V_u$	
Vn	Resistencia nominal del nudo a corte (kgf)
Vu	Resistencia ultima de la columna a corte (kgf)
ϕ	Factor de reducción a corte (0.75)

Tabla 15.4.2.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, N^{[2]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	Otras	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$

[2] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

Vn, en coeficientes de MPa

Eje	Story/Columna	Resistencia a Cortante				
		Confinamiento	Formula empleada	ϕV_n (kgf)	Vu (kgf)	$\phi V_n \geq Vu$
X	Story 1 - C5	No confinado	$5,3 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j$	110844.783	11084.41	CUMPLE
Y	Story 1 - C5	Confinado	$6,4 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j$	133850.304	11084.41	CUMPLE

15.2.8 Un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con (a), (b) y (c):

- (a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
- (b) Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga h más allá de las caras del nudo.
- (c) Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tanto superiores como inferiores que cumplan con 9.6.1.2 y disponen de estribos de barra No. 10, o mayor, que cumplan con 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{pe} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(a)
	de:	$3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{pe} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(c)
		$3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(d)
	de:	$\frac{A_{ps}f_{pe}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm			
	Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
	A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de: $d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
$> 0.33\sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de: $d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$

En las 2 direcciones X, Y se cumple que es:
 - Columna --> Continua o cumple con 15.2.6
 - Viga en la dirección de Vn --> Continua o cumple con 15.2.7

Pero en el criterio de confinamiento
 - Dirección X --> No Confinada
 - Dirección Y --> Confinada

$$6.4\lambda\sqrt{f'_c} A_j$$

$$5.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$$

$$4.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$$

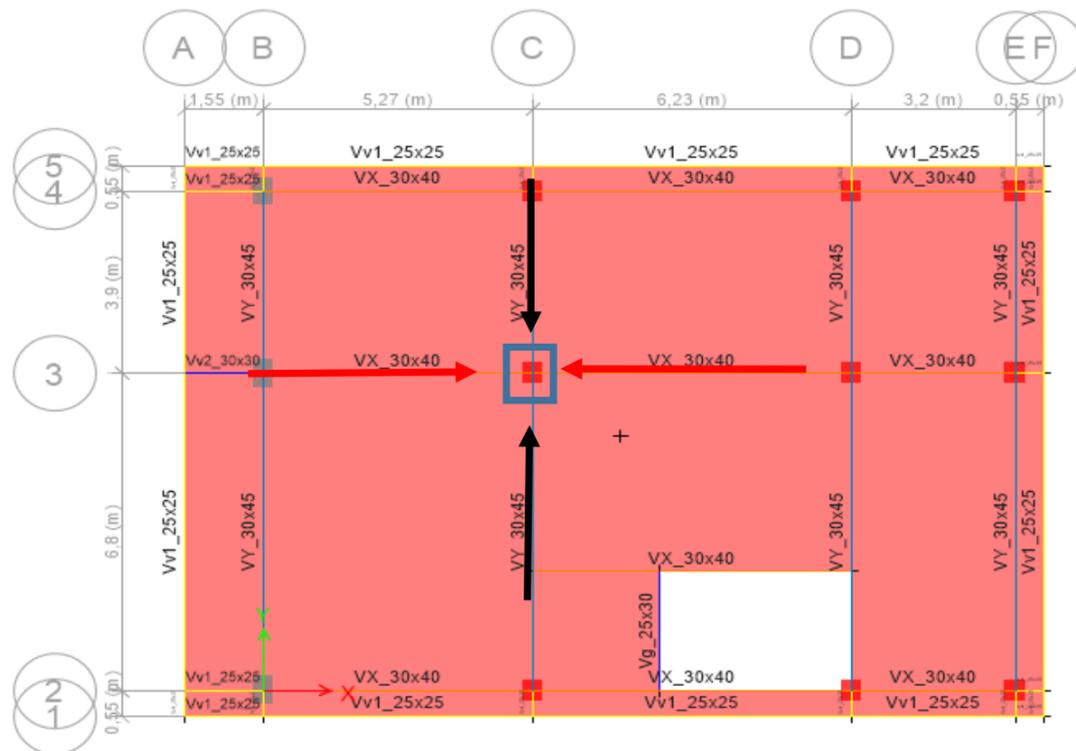
$$3.2\lambda\sqrt{f'_c} A_j$$

Vn, en coeficientes de Kg/cm2

COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

Elementos que llegan al Nudo

Vigas



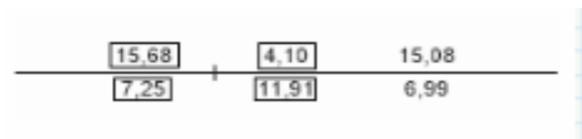
	Vigas en el eje Y	30x45cm
	Vigas en el eje X	30x40cm

Viga Eje "Y" de Sección 30x45cm

Se debe calcular, el momento resistente de la viga tanto en el sentido positivo y negativo.

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right) \quad a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'c b} \quad M_{v1} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Acero requeridos

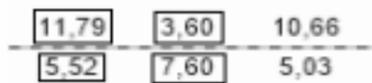


Viga eje "Y" de Sección 30x45cm								
Sentido	b (cm)	d (cm)	Ø	f'c (kg/cm2)	fy (kg/cm2)	As.real	a	Mn.v
Horario	30	37.33	0.9	240	4200	17.656	12.11686275	2087054.483
Antihorario						12.064	8.279215686	1513545.608

Viga Eje "X" de Sección 30x40cm

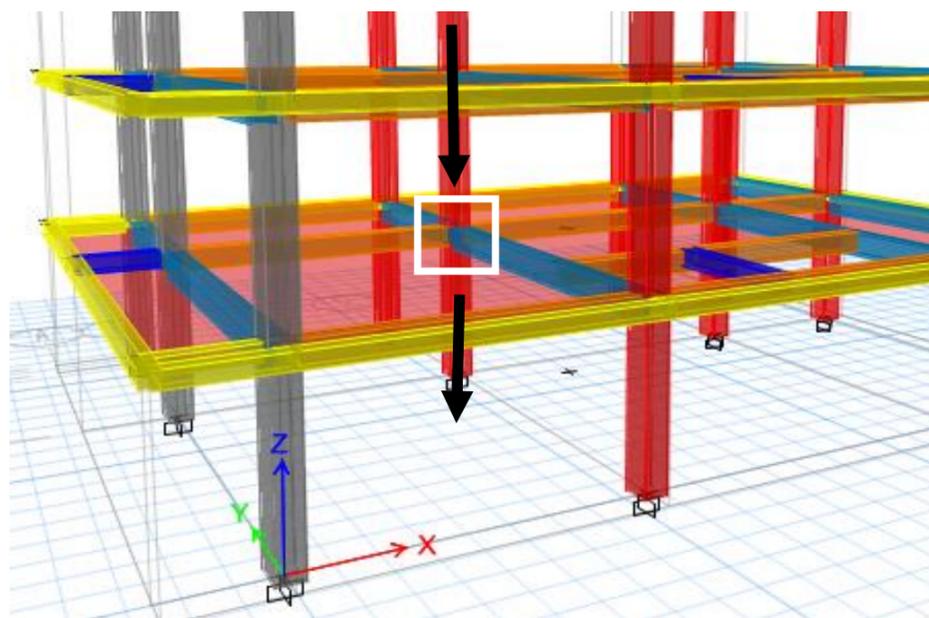
Se debe calcular, el momento resistente de la viga tanto en el sentido positivo y negativo.

Acero requeridos



Viga eje "X" de Sección 30x40cm								
Sentido	b (cm)	d (cm)	Ø	f'c (kg/cm2)	fy (kg/cm2)	As.real	a	Mn.v
Horario	30	34.2	0.9	240	4200	12.566	8.62372549	1419670.978
Antihorario						9.362	6.424901961	1096598.54

Columnas



Columna C5 - Story 1 y 2	40x45cm
--------------------------	---------

Para las columnas, a continuación se presenta:
 - La carga axial máxima que le llega por solicitación (P_u).
 - La resistencia nominal a momento que la columna tiene para esa solicitación máxima (M_n).

P_u (kgf)	M_n (kgf*cm)	Story
105059.35	3769709.83	1
66932.27	3418041.54	2

Resistencia real de las columnas a momento, que se deben comparar con la resistencia a momento de las vigas que llegan a ese nodo

Comprobación

Columna Fuerte - Viga Debil							
1	Columna		Vigas Eje "Y" de Sección 30x45cm			Comprobación	
	Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn.C / Mn. V	Relación ≥ 1.2
	40x45cm	7187751.37	Y	Horario	3600600.091	1.996264841	CUMPLE
				Antihorario	3600600.091	1.996264841	CUMPLE
2	Columna		Vigas eje "X" de Sección 30x40cm			Comprobación	
	Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn.C / Mn. V	Relación ≥ 1.2
	40x45cm	7187751.37	X	Horario	2516269.518	2.856510926	CUMPLE
				Antihorario	2516269.518	2.856510926	CUMPLE

18.7.3.1 Las columnas deben cumplir con 18.7.3.2 ó 18.7.3.3, excepto en conexiones donde la columna es discontinua por encima de la conexión y la fuerza axial mayorada de compresión P_u en las combinaciones de carga que incluya efectos sísmicos, E , es menor que $A_g f'_c / 10$.

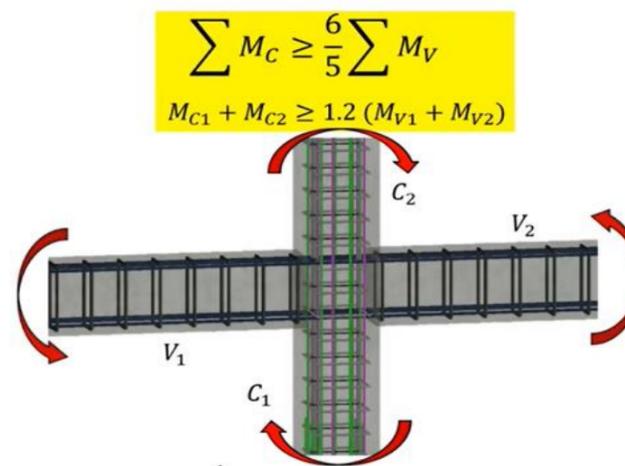
18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

donde

ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 6.3.2 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.



DISEÑO DE COLUMNA DE ACERO (Columna Steel 300x300x20mm)

Datos del perfil:

$A_g := 224 \text{ cm}^2$	Área del perfil	$r_x := 11.46 \text{ cm}$	Radio de giro Eje X
$I_x := 29418.7 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje X	$r_y := 11.46 \text{ cm}$	Radio de Giro Eje X
$I_y := 29418.7 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje Y	$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de Elasticidad (A36)
$L := 3.24 \text{ m}$	Longitud de la Columna	$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia (A36)

Cálculo de la Capacidad de la Columna

Para calcular la capacidad resistente de la columna debemos calcular las esbelteces que tiene para el pandeo tanto alrededor del eje y –y como del eje x –x. Pero como se tiene un perfil simétrico se calcula solo para uno de los ejes y posteriormente se determina el valor de la Fcr en función de la esbeltez obtenida.

Cálculo de esbeltez en el eje X/Y:

Se considera que la columna es doblemente empotrada en ambos ejes y no tienen ningún tipo de riostras.

$k := 0.5$	Empotrado - Empotrado
$L = 324 \text{ cm}$	Longitud completa del tramo.
$\lambda := \frac{k \cdot L}{r_x} = 14.136$	Valor de esbeltez.

Cálculo de Fcr:

Para definir que expresión se debe utilizar para calcular el valor de Fcr se debe comparar el valor máximo de esbeltez λ obtenido con el valor límite de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{Criterio 1}$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Criterio 2}$$

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

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \\ F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right) \cdot F_y \end{array} \right\| \\ \text{if } \lambda > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \\ F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \end{array} \right\| \\ F_{cr} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 2504.563 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la carga ultima Pu que resiste la columna

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_n := A_g \cdot F_{cr} = 561022.129 \text{ kgf}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$P_{u_{resistencia}} := \phi_c \cdot P_n = 504919.916 \text{ kgf}$$

$$P_{u_{solicitud}} := 56028.43 \text{ kgf}$$

$$Resistencias_axial_perfil := \begin{cases} \text{if } P_{u_{solicitud}} \leq P_{u_{resistencia}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{"Cumple"} \end{array} \right\| \\ \text{if } P_{u_{solicitud}} > P_{u_{resistencia}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{"No Cumple"} \end{array} \right\| \\ \text{Criterio} \end{cases}$$

$$Resistencias_axial_perfil = \text{"Cumple"}$$

DISEÑO DEL PEDESTAL A FLEXIÓN (Columna Steel 300x300x20mm)

Para el diseño a compresión del pedestal, se impone un valor de Cuantía para los cálculos.

$\rho := 0.02$	Cuantía (As/Ag)	$Pu_{solicitud} = 56028.43 \text{ kgf}$	Carga Ultima de Diseño
$\alpha := 0.8$	Excentricidad de la carga	$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del Hormigón
$\phi := 0.65$	Estribos	$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia del acero de refuerzo
$hl := 1.20 \text{ m}$	Alto del pedestal		

1. Calculo del área mínima requerida (Ag)

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn \geq Pu$$

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + f_y \cdot As) \geq Pu \quad As = \rho \cdot Ag$$

$$Ag_{provisional} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - \rho \cdot Ag) + F_y \cdot \rho \cdot Ag) \xrightarrow{\text{solve, Ag}} 379.49767811084379132 \cdot \text{cm}^2$$

$$Lado := \sqrt[2]{Ag_{provisional}} = 19.481 \text{ cm}$$

Para el pedestal se necesita una área mayor para poder establecer una conexión con la placa base y el perfil de la columna. Se propone una sección de 50x50cm

$$h := 50 \text{ cm} \quad b := 50 \text{ cm}$$

$$Ag := h \cdot b = 2500 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + F_y \cdot As) \xrightarrow{\text{solve, As}} -127.62762762762763 \cdot \text{cm}^2 + 26.963708901208901209 \cdot \text{cm}^2$$

Para el pedestal se requiere usar acero mínimo.

2. Area mínima requerida (As)

$$As_{req} := 0.01 \cdot Ag = 25 \text{ cm}^2$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

3. Distribución de las varillas de la columna

$$\text{barras} := \begin{bmatrix} 2 & 2 & 2 \\ 2 & 0 & 2 \\ 2 & 2 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(\text{barras}) = 3$$

$$k := \text{rows}(\text{barras}) = 3$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{\text{barras}}^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.142 & 3.142 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 3.142 & 3.142 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Área de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0} \widehat{i} = [9.425 \quad 6.283 \quad 9.425] \text{ cm}^2$$

7. Área total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf1,i} = 25.133 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.005$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

$$\text{Cuantia_de_columna} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Dentro del limite permitido"} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento"} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento"} \end{array} \right\| \end{array} \right.$$

Cuantia_de_columna = "Dentro del limite permitido"

8. Ubicación de las filas de acero:

$$\text{rec} := 4 \text{ cm}$$

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 20 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$Sep1 := 4 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}^1, \text{barras}^{(1)}) = 3 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$Sep := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 6 \\ 4 \\ 6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 17 \\ 18 \\ 17 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}^i = [6 \ 4 \ 6] \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [17 \ 18 \ 17] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 17 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Separación_de_varillas} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \end{array} \right\}$$

$$\text{Separación_de_varillas} = \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”}$$

Se requiere poner un gancho suplementario en cada eje de la columna.

DISEÑO DEL PEDESTAL A CORTE (Columna Steel 300x300x20mm)

1. Datos para el diseño

Cortante último

Se requiere 1 gancho suplementario.

Peralte efectivo

$$V_u := 0 \text{ kgf}$$

$$A_v := 3 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 2.356 \text{ cm}^2$$

$$d_e := h - rec = 46 \text{ cm}$$

Diámetro de la menor varilla usada

Al no haber fuerza de corte, la separación de los estribos se realiza por normativa

$$d_b := \min(\text{barras}) = 2 \text{ cm}$$

2. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación de "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

So, en unidades de MPa.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 12 \text{ cm} \quad d_b = 2 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\text{barras})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) = 15.333 \text{ cm} \quad s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm} \quad \text{So, en unidades de kg/cm}^2$$

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 12.5 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 12 \text{ cm}$$

$$s_o := 12 \text{ cm}$$

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 20 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 50 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 50 \text{ cm}$$

$$l_o := 120 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNA DE ACERO (Columna Steel 300x600x20mm)

Datos del perfil:

$A_g := 344 \text{ cm}^2$	Área del perfil	$r_x := 12.41 \text{ cm}$	Radio de giro Eje X
$I_x := 52978.7 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje X	$r_y := 21.533 \text{ cm}$	Radio de Giro Eje X
$I_y := 159498.7 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje Y	$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de Elasticidad (A36)
$L := 3.24 \text{ m}$	Longitud de la Columna	$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia (A36)

Calculo de la Capacidad de la Columna

Para calcular la capacidad resistente de la columna debemos calcular las esbelteces que tiene para el pandeo tanto alrededor del eje y -y como del eje x -x.

Cálculo de esbeltez en el eje X:

Se considera que la columna es doblemente empotrada en ambos ejes y no tienen ningún tipo de riostras.

$k := 0.5$ Empotrado - Empotrado

$L = 324 \text{ cm}$ Longitud completa del tramo.

$\lambda_x := \frac{k \cdot L}{r_x} = 13.054$ Valor de esbeltez.

Cálculo de esbeltez en el eje Y:

Se considera que la columna es doblemente empotrada en ambos ejes y no tienen ningún tipo de riostras.

$k := 0.5$ Empotrado - Empotrado

$L = 324 \text{ cm}$ Longitud completa del tramo.

$\lambda_y := \frac{k \cdot L}{r_y} = 7.523$ Valor de esbeltez.

$$Esbeltez := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda_x > \lambda_y \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \lambda_x \end{array} \right\| \\ \text{if } \lambda_y > \lambda_x \\ \left\| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \lambda_y \end{array} \right\| \\ \lambda \end{array} \right\|$$

$Esbeltez = 13.054$

Cálculo de Fcr:

Para definir que expresión se debe utilizar para calcular el valor de Fcr se debe comparar el valor máximo de esbeltez λ obtenido con el valor límite de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{Criterio 1}$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Criterio 2}$$

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

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } Esbeltez \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{Esbeltez^2} \\ F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \end{array} \right\| \\ \text{if } Esbeltez > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{Esbeltez^2} \\ F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \end{array} \right\| \\ F_{cr} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 2508.446 \frac{\mathbf{kgf}}{\mathbf{cm}^2}$$

Cálculo de la carga ultima Pu que resiste la columna

$$Pu = \phi_c \cdot Pn$$

$$Pn := A_g \cdot F_{cr} = 862905.286 \mathbf{kgf}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$Pu_{resistencia} := \phi_c \cdot Pn = 776614.758 \mathbf{kgf}$$

$$Pu_{solicitud} := 82286.81 \mathbf{kgf}$$

$$Resistencias_axial_perfil := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } Pu_{solicitud} \leq Pu_{resistencia} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Criterio \leftarrow \text{“Cumple”} \end{array} \right\| \\ \text{if } Pu_{solicitud} > Pu_{resistencia} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Criterio \leftarrow \text{“No Cumple”} \end{array} \right\| \\ Criterio \end{array} \right.$$

$Resistencias_axial_perfil = \text{“Cumple”}$

DISEÑO DEL PEDESTAL A FLEXIÓN (Columna Steel 300x600x20mm)

Para el diseño a compresión del pedestal, se impone un valor de Cuantía para los cálculos.

$\rho := 0.02$	Cuantía (As/Ag)	$Pu_{solicitud} = 82286.81 \text{ kgf}$	Carga Ultima de Diseño
$\alpha := 0.8$	Excentricidad de la carga	$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del Hormigón
$\phi := 0.65$	Estribos	$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia del acero de refuerzo
$hl := 1.20 \text{ m}$	Alto del pedestal		

1. Calculo del área mínima requerida (Ag)

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn \geq Pu$$

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + f_y \cdot As) \geq Pu \quad As = \rho \cdot Ag$$

$$Ag_{provisional} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - \rho \cdot Ag) + F_y \cdot \rho \cdot Ag) \xrightarrow{\text{solve, Ag}} 557.35371014586990918 \cdot \text{cm}^2$$

$$Lado := \sqrt{Ag_{provisional}} = 23.608 \text{ cm}$$

Para el pedestal se necesita una área mayor para poder establecer una conexión con la placa base y el perfil de la columna. Se propone una sección de 50x70cm

$$h := 80 \text{ cm} \quad b := 50 \text{ cm}$$

$$Ag := h \cdot b = 4000 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + F_y \cdot As) \xrightarrow{\text{solve, As}} -204.2042042042042042 \cdot \text{cm}^2 + 39.600566913066913067 \cdot \text{cm}^2$$

Para el pedestal se requiere usar acero mínimo.

2. Area mínima requerida (As)

$$As_{req} := 0.01 \cdot Ag = 40 \text{ cm}^2$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{sl} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

3. Distribución de las varillas de la columna

$$\text{barras} := \begin{bmatrix} 2 & 1.8 & 1.8 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 1.8 & 1.8 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(\text{barras}) = 4$$

$$k := \text{rows}(\text{barras}) = 5$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{\text{barras}}^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.142 & 2.545 & 2.545 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 2.545 & 2.545 & 3.142 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Área de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0}^{\widehat{i}} = [15.708 \quad 5.089 \quad 5.089 \quad 15.708] \text{ cm}^2$$

7. Área total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 41.595 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.04$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

$$\text{Cuantia_de_columna} := \begin{cases} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \parallel \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Dentro del limite permitido"} \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \parallel \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento"} \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \parallel \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{"Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento"} \end{cases}$$

$\text{Cuantia_de_columna} = \text{"Dentro del limite permitido"}$

8. Ubicación de las filas de acero:

$$\text{rec} := 4 \text{ cm}$$

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 23.333 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$Sep1 := 4 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}^1, \text{barras}^{(1)}) = 2.7 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$Sep := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 7.6 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 7.6 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad \text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 10.8 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 10.8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}^i = [10 \ 3.6 \ 3.6 \ 10] \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [15 \ 16.6 \ 16.6 \ 15] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 10.8 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 10.8 \text{ cm}$$

$$\text{Separación_de_varillas} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \end{array} \right\}$$

$$\text{Separación_de_varillas} = \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”}$$

Se requiere el uso de ganchos suplementarios en cada eje de la columna.

DISEÑO DEL PEDESTAL A CORTE (Columna Steel 300x600x20mm)

1. Datos para el diseño

Cortante último

Se requiere ganchos suplementarios.

Peralte efectivo

$$V_u := 0 \text{ kgf}$$

$$A_v := 3 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 2.356 \text{ cm}^2$$

$$d_e := h - rec = 76 \text{ cm}$$

Diámetro de la menor varilla usada

Al no haber fuerza de corte, la separación de los estribos se realiza por normativa

$$d_b := \min(\text{barras}^{\hat{1}}) = 1.8 \text{ cm}$$

2. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación se "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

So, en unidades de MPa.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud ℓ_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 10.8 \text{ cm} \quad d_b = 1.8 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\text{barras}^{\hat{1}})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) = 16 \text{ cm}$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm}$$

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 12.5 \text{ cm}$$

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

So, en unidades de kg/cm²

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 10.8 \text{ cm}$$

$$s_o := 10 \text{ cm}$$

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 20 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 80 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 80 \text{ cm}$$

$$l_o := 120 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNA DE ACERO (Columna Steel 400x400x20mm)

Datos del perfil:

$A_g := 304 \text{ cm}^2$	Área del perfil	$r_x := 15.535 \text{ cm}$	Radio de giro Eje X
$I_x := 73365.3 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje X	$r_y := 15.535 \text{ cm}$	Radio de Giro Eje X
$I_y := 73365.3 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia Eje Y	$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de Elasticidad (A36)
$L := 3.24 \text{ m}$	Longitud de la Columna	$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia (A36)

Cálculo de la Capacidad de la Columna

Para calcular la capacidad resistente de la columna debemos calcular las esbelteces que tiene para el pandeo tanto alrededor del eje y -y como del eje x -x. Pero como se tiene un perfil simétrico se calcula solo para uno de los ejes y posteriormente se determina el valor de la Fcr en función de la esbeltez obtenida.

Cálculo de esbeltez en el eje X/Y:

Se considera que la columna es doblemente empotrada en ambos ejes y no tienen ningún tipo de riostras.

$k := 0.5$	Empotrado - Empotrado
$L = 324 \text{ cm}$	Longitud completa del tramo.
$\lambda := \frac{k \cdot L}{r_x} = 10.428$	Valor de esbeltez.

Cálculo de Fcr:

Para definir que expresión se debe utilizar para calcular el valor de Fcr se debe comparar el valor máximo de esbeltez λ obtenido con el valor límite de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{Criterio 1}$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Criterio 2}$$

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

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \\ F_{cr} \leftarrow \left(0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right) \cdot F_y \end{array} \right\| \\ \text{if } \lambda > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \left\| \begin{array}{l} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \\ F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \end{array} \right\| \\ F_{cr} \end{cases}$$

$$F_{cr} = 2516.602 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la carga ultima Pu que resiste la columna

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_n := A_g \cdot F_{cr} = 765046.904 \text{ kgf}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$P_{u_{resistencia}} := \phi_c \cdot P_n = 688542.213 \text{ kgf}$$

$$P_{u_{solicitud}} := 84802.66 \text{ kgf}$$

$$Resistencias_axial_perfil := \begin{cases} \text{if } P_{u_{solicitud}} \leq P_{u_{resistencia}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“Cumple”} \end{array} \right\| \\ \text{if } P_{u_{solicitud}} > P_{u_{resistencia}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“No Cumple”} \end{array} \right\| \\ \text{Criterio} \end{cases}$$

$$Resistencias_axial_perfil = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DEL PEDESTAL A FLEXIÓN (Columna Steel 400x400x20mm)

Para el diseño a compresión del pedestal, se impone un valor de Cuantía para los cálculos.

$\rho := 0.02$	Cuantía (As/Ag)	$Pu_{solicitud} = 84802.66 \text{ kgf}$	Carga Ultima de Diseño
$\alpha := 0.8$	Excentricidad de la carga	$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del Hormigón
$\phi := 0.65$	Estribos	$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de Fluencia del acero de refuerzo
$hl := 1.20 \text{ m}$	Alto del pedestal		

1. Calculo del área mínima requerida (Ag)

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn \geq Pu$$

$$\alpha \cdot \phi \cdot Pn = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + f_y \cdot As) \geq Pu \quad As = \rho \cdot Ag$$

$$Ag_{provisional} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - \rho \cdot Ag) + F_y \cdot \rho \cdot Ag) \xrightarrow{\text{solve, Ag}} 574.39433101415349936 \cdot \text{cm}^2$$

$$Lado := \sqrt{Ag_{provisional}} = 23.967 \text{ cm}$$

Para el pedestal se necesita una área mayor para poder establecer una conexión con la placa base y el perfil de la columna. Se propone una sección de 60x60cm

$$h := 60 \text{ cm} \quad b := 60 \text{ cm}$$

$$Ag := h \cdot b = 3600 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} := Pu_{solicitud} = \alpha \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As) + F_y \cdot As) \xrightarrow{\text{solve, As}} -183.78378378378375826 \cdot \text{cm}^2 + 40.811320936320936321 \cdot \text{cm}^2$$

Para el pedestal se requiere usar acero mínimo.

2. Area mínima requerida (As)

$$As_{req} := 0.01 \cdot Ag = 36 \text{ cm}^2$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

3. Distribución de las varillas de la columna

$$barras := \begin{bmatrix} 2 & 2 & 2 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 0 & 0 & 2 \\ 2 & 2 & 2 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Numero de columnas y filas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(\text{barras}) = 4$$

$$k := \text{rows}(\text{barras}) = 4$$

5. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{\text{barras}}^2}{4} = \begin{bmatrix} 3.142 & 3.142 & 3.142 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 0 & 0 & 3.142 \\ 3.142 & 3.142 & 3.142 & 3.142 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

6. Área de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{s0} \hat{i} = [12.566 \quad 6.283 \quad 6.283 \quad 12.566] \text{ cm}^2$$

7. Área total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf1,i} = 37.699 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1.047$$

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

$$\text{Cuantia_de_columna} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 \leq \rho \leq 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{“Dentro del limite permitido”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \rho > 6 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Cuantia_de_columna} \leftarrow \text{“Fuera del limite permitido, la cuantia no cumple con el requerimiento”} \end{array} \right\| \end{array} \right.$$

Cuantia_de_columna = “Dentro del limite permitido”

8. Ubicación de las filas de acero:

$$\text{rec} := 4 \text{ cm}$$

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 16.667 \text{ cm} \quad \text{Separacion de varillas}$$

9. Cumplimiento de separación

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

- (a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores
- (b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

25.2.3 Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$

Dado que las varillas longitudinales utilizadas en el diseño tienen un diámetro menor a los 32mm, se utilizan estribos de 10mm.

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo utilizado (cm)}$$

$$Sep1 := 4 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 1.5 \cdot \min(\widehat{\text{barras}}, \text{barras}^{(1)}) = 3 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diámetro_nominal_mínimo_utilizado_en_diseño}$$

$$Sep := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 4 \text{ cm}$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$\text{suma_filas} := \sum_{i=1}^n \text{barras}^{(i)} = \begin{bmatrix} 8 \\ 4 \\ 4 \\ 8 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_fila} := \frac{(b - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_filas})}{n - 1} = \begin{bmatrix} 14 \\ 15.333 \\ 15.333 \\ 14 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\text{suma_columnas} := \sum_{i=1}^k \widehat{\text{barras}}^i = [8 \ 4 \ 4 \ 8] \text{ cm}$$

$$\text{sep_neta_col} := \frac{(h - 2 \cdot \text{rec} - 2 \cdot E_d - \text{suma_columnas})}{k - 1} = [14 \ 15.333 \ 15.333 \ 14] \text{ cm}$$

$$s := \min(\text{sep_neta_fila}, \text{sep_neta_col}) = 14 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Separación_de_varillas} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s \geq Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \\ \text{if } s < Sep \\ \quad \left\| \text{Separación_de_varillas} \leftarrow \text{“No Cumple con el requerimiento mínimo”} \right\| \end{array} \right\}$$

$$\text{Separación_de_varillas} = \text{“Cumple con el requerimiento mínimo”}$$

Se requiere poner un gancho suplementario en cada eje de la columna.

DISEÑO DEL PEDESTAL A CORTE (Columna Steel 400x400x20mm)

1. Datos para el diseño

Cortante último

Se requiere 2 ganchos suplementario.

Peralte efectivo

$$V_u := 0 \text{ kgf}$$

$$A_v := 4 \cdot \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$d_e := h - rec = 56 \text{ cm}$$

Diámetro de la menor varilla usada

Al no haber fuerza de corte, la separación de los estribos se realiza por normativa

$$d_b := \min(\widehat{\text{barras}}) = 2 \text{ cm}$$

2. Separación de estribos y longitud de confinamiento para las ZONAS EXTREMAS

Para la determinación se "So" y "lo", se sigue la normativa indicada a continuación:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

So, en unidades de MPa.

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

18.4.3.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

Determinación de "So"

$$s_{o1} := 6 \cdot d_b = 12 \text{ cm} \quad d_b = 2 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(\min(\text{sep_neta_fila}), \min(\text{sep_neta_col})) + \max(\widehat{\text{barras}})$$

$$s_{o2} := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right) = 16.333 \text{ cm} \quad s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

$$s_{o2} := 15 \text{ cm}$$

So, en unidades de kg/cm2

$$s_{o3} := \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}\right) = 15 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_o := \min(s_{o1}, s_{o2}, s_{o3}) = 12 \text{ cm}$$

$$s_o := 12 \text{ cm}$$

Determinación de "lo"

$$l_{o1} := \frac{hl}{6} = 20 \text{ cm}$$

$$l_{o2} := \max(b, h) = 60 \text{ cm}$$

$$l_{o3} := 45 \text{ cm}$$

Longitud definitiva

$$l_o := \max(l_{o1}, l_{o2}, l_{o3}) = 60 \text{ cm}$$

$$l_o := 120 \text{ cm}$$

DISEÑO DE PLACA BASE (Columna Steel 300x300x20mm)

PARA COLUMNA CARGADA A MOMENTO SIN CARTELA

$P_u := 56028.43 \text{ kgf}$ Carga axial ultima que resiste la columna

$F_z = 56028,43$
$M_x = -963103,59$
$M_y = -1048587,75$

$M_{ux} := 963103.59 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ Momento ultimo Mux

$M_{uy} := 1048587.75 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ Momento ultimo Muy

$A_2 := 50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$ Área del pedestal

$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f'_c = 2.354 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Pedestal

$\phi_c := 0.6$ Factor de Resistencia

$b := 30 \text{ cm}$ $h := 30 \text{ cm}$ Dimensiones de la columna

$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de Fluencia (A36)

Calculo de las dimensiones de la plancha base

$$Momento_ultimo := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{ux} > M_{uy} \\ \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{ux} \end{array} \right\| \\ \text{if } M_{uy} > M_{ux} \\ \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{uy} \end{array} \right\| \\ M_u \end{array} \right\|$$

$Momento_ultimo = 1048587.75 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$M_u := Momento_ultimo$

Para el diseño de la placa base de la columna primeramente calcularemos el área de la placa ($A_1 = B \cdot N$) donde supondremos el valor del ancho $B = 450 \text{ mm}$ tomando en cuenta que el ancho de la columna es $b = 300 \text{ mm}$ y además considerando que los pernos de anclaje se colocan también.

$B := 45 \text{ cm}$

$$N := \frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c} + \sqrt{\left(\frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c}\right)^2 + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot f'c}} = 26.869 \text{ cm}$$

Debido a las solicitaciones de la columna, se requiere estas dimensiones de la placa pero constructivamente no se puede. Por lo que se establece una sección de placa de 450x450mm.

$$B := 45 \text{ cm} \quad N := 45 \text{ cm}$$

Calculo del espesor de la plancha base

Para calcular el espesor de la placa base es necesario conocer cual es el valor de tensión de compresión máxima que se produce en el borde en el sentido en que actúa el momento flector.

De ahí se debe hallar la distribución de tensiones que produce la placa sobre el cimiento.

$$f_{c_{max}} := \frac{Pu}{B \cdot N} + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = 96.711 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La tensión máxima de compresión que se admite en el cimiento es:

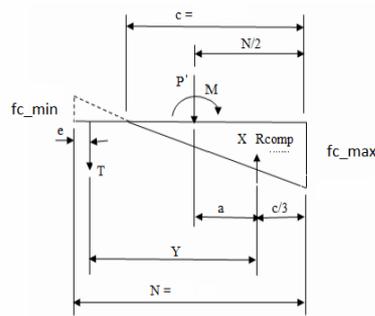
$$f_{c_{cimiento}} := \phi_c \cdot 1.7 \cdot f'c = 244.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Distribución_tensiones := \begin{cases} \text{if } f_{c_{max}} \leq f_{c_{cimiento}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“Cumple”} \end{array} \right\| \\ \text{if } f_{c_{max}} > f_{c_{cimiento}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“No Cumple”} \end{array} \right\| \\ \quad \left\| \text{Criterio} \right\| \end{cases}$$

Distribución_tensiones = “Cumple”

$$f_{c_{min}} := \frac{Pu}{B \cdot N} - \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = -41.374 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Como $f_{c_{min}}$ es negativo, significa que hay tendencia al levantamiento en el lado opuesto de la placa base, por lo que es necesario calcular la fuerza de tracción que se producirá en los pernos de anclaje.



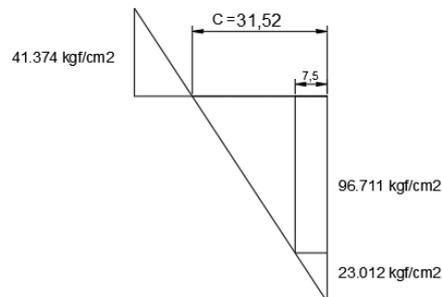
Calculo de la longitud del bloque de compresión, c , en la zona de contacto de la placa con el cimiento

$$c := \frac{|fc_{max}|}{|fc_{max}| + |fc_{min}|} \cdot N = 31.517 \text{ cm}$$

Calculo del momento flector que se produce en la placa base por la presión de contacto con el cimiento.

$$M := (96.711 - 23.012) \cdot 7.5 \cdot \left(\frac{7.5}{2}\right) + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (23.012 \cdot 7.5) \cdot \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 7.5 = 2504.259 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M := 2504.259 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$



Calculo del espesor de la placa.

$$t_{p1} := 2.1 \cdot \sqrt{\frac{M}{Fy} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}}} = 2.089 \text{ cm}$$

$$t_{pmm} := 22 \text{ mm}$$

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Muy.

$$Muy = 1048587.75 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{N}{2}\right) - \left(\frac{c}{3}\right) = 11.994 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := N - \left(\frac{c}{3}\right) - e = 30.744 \text{ cm}$$

$$T := \frac{Muy - Pu \cdot a}{Y} = 12248.019 \text{ kgf} \quad T = 120.112 \text{ kN} \quad T = 12.248 \text{ tonnef}$$

Diámetro exterior del perno d , mm	Area de la sección neta (por la rosca) A_n , cm ²	Largo de penetración del perno de anclaje, mm			Dimensión de la arandela de apoyo c	Esfuerzo de cálculo máximo, tolerable para un perno, kN (cuando $R_t = 14 \text{ kN/cm}^2$)
		sin arandela de apoyo (fig. a, b)		con arandela de apoyo (fig. c)		
		l_1	l_2			
20	2,25	700	-	-	-	31,5
22	2,81	750	-	-	-	39,4
24	3,24	850	-	-	-	45,4
27	4,27	950	-	-	-	59,8
30	5,18	1050	-	-	-	72,5
36	7,58	1250	-	700	160x16	106
42	10	1450	-	800	200x20	140
48	13,4	-	1450	850	240x25	187
56	18,75	-	1650	1000	240x25	262
64	24,65	-	1850	1100	280x30	345
72	31,6	-	2000	1250	280x30	442
76	35,8	-	2100	1350	320x30	501

4 Pernos de 20mm

$$4 \cdot 31.5 \text{ kN} = 126 \text{ kN}$$

(Pernos van arriba y abajo)

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Mux.

$$Mux = 963103.59 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{B}{2}\right) - \left(\frac{c}{3}\right) = 11.994 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := B - \left(\frac{c}{3}\right) - e = 30.744 \text{ cm}$$

$$T := \frac{Mux - Pu \cdot a}{Y} = 9467.543 \text{ kgf} \quad T = 92.845 \text{ kN} \quad T = 9.468 \text{ tonnef}$$

3 Pernos de 20mm

$$3 \cdot 31.5 \text{ kN} = 94.5 \text{ kN}$$

(Pernos van a la derecha e izquierda)

DISEÑO DE PLACA BASE (Columna Steel 300x600x20mm)

PARA COLUMNA CARGADA A MOMENTO SIN CARTELA

$$P_u := 82286.81 \text{ kgf}$$

Carga axial ultima que resiste la columna

$$M_{ux} := 2913471.1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento ultimo Mux

$$M_{uy} := 1231410.67 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento ultimo Muy

$F_z = 82286,81$
$M_x = 2913471,1$
$M_y = 1231410,67$

$$A_2 := 50 \text{ cm} \cdot 70 \text{ cm} = 3500 \text{ cm}^2$$

Área del pedestal

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del Pedestal

$$\phi_c := 0.6$$

Factor de Resistencia

$$b := 30 \text{ cm}$$

$$h := 30 \text{ cm}$$

Dimensiones de la columna

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de Fluencia (A36)

Calculo de las dimensiones de la plancha base

Para el diseño de la placa base de la columna primeramente calcularemos el área de la placa ($A_1 = B \cdot N$) donde supondremos el valor del ancho $B = 450 \text{ mm}$ tomando en cuenta que el ancho de la columna es $b = 300 \text{ mm}$ y además considerando que los pernos de anclaje se colocan también.

$$\text{Momento_ultimo} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{ux} > M_{uy} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{ux} \end{array} \right\| \\ \text{if } M_{uy} > M_{ux} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{uy} \end{array} \right\| \\ M_u \end{array} \right\|$$

$$\text{Momento_ultimo} = 2913471.1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_u := \text{Momento_ultimo}$$

$$B := 45 \text{ cm}$$

$$N := \frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c} + \sqrt{\left(\frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c}\right)^2 + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot f'c}} = 44.221 \text{ cm}$$

Debido a las solicitaciones de la columna, se requiere estas dimensiones de la placa pero constructivamente no se puede. Por lo que se establece una sección de placa de 450x650mm.

$$B := 45 \text{ cm} \quad N := 75 \text{ cm}$$

Calculo del espesor de la plancha base

Para calcular el espesor de la placa base es necesario conocer cual es el valor de tensión de compresión máxima que se produce en el borde en el sentido en que actúa el momento flector.

De ahí se debe hallar la distribución de tensiones que produce la placa sobre el cimientto.

$$f_{c_{max}} := \frac{Pu}{B \cdot N} + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = 93.441 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La tensión máxima de compresión que se admite en el cimientto es:

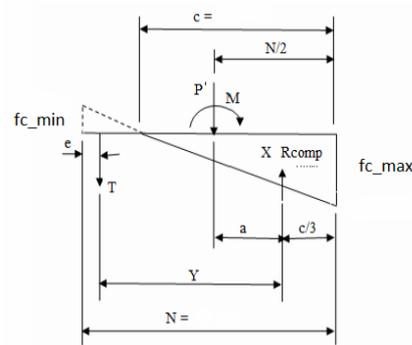
$$f_{c_{cimientto}} := \phi_c \cdot 1.7 \cdot f'c = 244.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Distribución_tensiones} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } f_{c_{max}} \leq f_{c_{cimientto}} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“Cumple”} \end{array} \right. \\ \text{if } f_{c_{max}} > f_{c_{cimientto}} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“No Cumple”} \end{array} \right. \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$$

Distribución_tensiones = “Cumple”

$$f_{c_{min}} := \frac{Pu}{B \cdot N} - \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = -44.679 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Como $f_{c_{min}}$ es negativo, significa que hay tendencia al levantamiento en el lado opuesto de la placa base, por lo que es necesario calcular la fuerza de tracción que se producirá en los pernos de anclaje.



Calculo de la longitud del bloque de compresión, c , en la zona de contacto de la placa con el cimiento

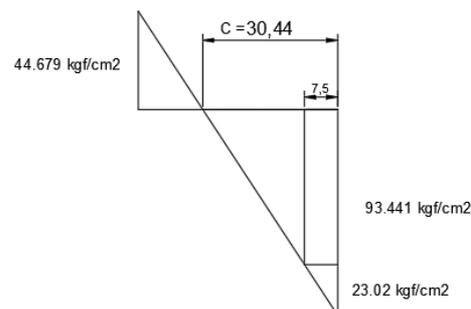
$$cx := \frac{|fc_{max}|}{|fc_{max}| + |fc_{min}|} \cdot B = 30.444 \text{ cm}$$

$$cy := \frac{|fc_{max}|}{|fc_{max}| + |fc_{min}|} \cdot N = 50.739 \text{ cm}$$

Calculo del momento flector que se produce en la placa base por la presión de contacto con el cimiento.

$$M := (93.441 - 23.02) \cdot 7.5 \cdot \left(\frac{7.5}{2}\right) + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (23.02 \cdot 7.5) \cdot \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 7.5 = 2412.216 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M := 2412.216 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$



Calculo del espesor de la placa.

$$t_{p1} := 2.1 \cdot \sqrt{\frac{M}{Fy} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}}} = 2.05 \text{ cm}$$

$$t_{pmm} := 22 \text{ mm}$$

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Mux.

$$Mux = 2913471.1 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{B}{2}\right) - \left(\frac{cx}{3}\right) = 12.352 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := B - \left(\frac{cx}{3}\right) - e = 31.102 \text{ cm}$$

$$T := \frac{Mux - Pu \cdot a}{Y} = 60994.17 \text{ kgf} \quad T = 598.148 \text{ kN} \quad T = 60.994 \text{ tonnef}$$

Diámetro exterior del perno d , mm	Área de la sección neta (por la rosca) A_n , cm ²	Largo de penetración del perno de anclaje, mm			Dimensión de la arandela c	Esfuerzo de cálculo máximo, tonnellada para un perno, kN (cuando $R_t = 14 \text{ kN/cm}^2$)
		sin arandela de apoyo (fig. a, b)		con arandela de apoyo (fig. c)		
		l_1	l_2			
20	2,25	700	-	-	-	31,5
22	2,81	750	-	-	-	39,4
24	3,24	850	-	-	-	45,4
27	4,27	950	-	-	-	59,8
30	5,18	1050	-	-	-	72,5
36	7,58	1250	-	700	160x16	106
42	10	1450	-	800	200x20	140
46	13,4	-	1450	850	240x25	187
56	18,75	-	1650	1000	240x25	262
64	24,65	-	1850	1100	280x30	345
72	31,6	-	2000	1250	280x30	442
76	35,8	-	2100	1350	320x30	501

6 Pernos de 36mm

$$6 \cdot 106 \text{ kN} = 636 \text{ kN}$$

(Pernos van a la derecha e izquierda)

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Muy.

$$Muy = 1231410.67 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{N}{2}\right) - \left(\frac{cy}{3}\right) = 20.587 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := N - \left(\frac{cy}{3}\right) - e = 54.337 \text{ cm}$$

$$T := \frac{Muy - Pu \cdot a}{Y} = 22442.139 \text{ kgf} \quad T = 220.082 \text{ kN} \quad T = 22.442 \text{ tonnef}$$

2 Pernos de 36mm
+ 1 perno de 20mm

$$2 \cdot 106 \text{ kN} = 212 \text{ kN}$$

$$1 \cdot 31.5 \text{ kN} = 31.5 \text{ kN}$$

(Pernos van arriba y abajo)

DISEÑO DE PLACA BASE (Columna Steel 400x400x20mm)

PARA COLUMNA CARGADA A MOMENTO SIN CARTELA

$P_u := 84802.66 \text{ kgf}$ Carga axial ultima que resiste la columna

$M_{ux} := 1851671.94 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ Momento ultimo Mux

$M_{uy} := 1845466.45 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ Momento ultimo Muy

Fz = 84802,66
Mx = 1851671,94
My = 1845466,45

$A_2 := 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 3600 \text{ cm}^2$ Área del pedestal

$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f'_c = 2.354 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Pedestal

$\phi_c := 0.6$ Factor de Resistencia

$b := 30 \text{ cm}$ $h := 30 \text{ cm}$ Dimensiones de la columna

$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de Fluencia (A36)

Calculo de las dimensiones de la plancha base

$$Momento_ultimo := \begin{cases} \text{if } M_{ux} > M_{uy} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{ux} \end{array} \right\| \\ \text{if } M_{uy} > M_{ux} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_u \leftarrow M_{uy} \end{array} \right\| \\ M_u \end{cases}$$

$Momento_ultimo = 1851671.94 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$M_u := Momento_ultimo$

Para el diseño de la placa base de la columna primeramente calcularemos el área de la placa ($A_1 = B \cdot N$) donde supondremos el valor del ancho $B = 550 \text{ mm}$ tomando en cuenta que el ancho de la columna es $b = 400 \text{ mm}$ y además considerando que los pernos de anclaje se colocan también.

$B := 55 \text{ cm}$

$$N := \frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c} + \sqrt{\left(\frac{Pu}{2 \cdot B \cdot f'c}\right)^2 + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot f'c}} = 32.401 \text{ cm}$$

Debido a las solicitaciones de la columna, se requiere estas dimensiones de la placa pero constructivamente no se puede. Por lo que se establece una sección de placa de 550x550mm.

$$B := 55 \text{ cm} \quad N := 55 \text{ cm}$$

Calculo del espesor de la plancha base

Para calcular el espesor de la placa base es necesario conocer cual es el valor de tensión de compresión máxima que se produce en el borde en el sentido en que actúa el momento flector.

De ahí se debe hallar la distribución de tensiones que produce la placa sobre el cemento.

$$f_{c_{max}} := \frac{Pu}{B \cdot N} + \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = 94.811 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La tensión máxima de compresión que se admite en el cemento es:

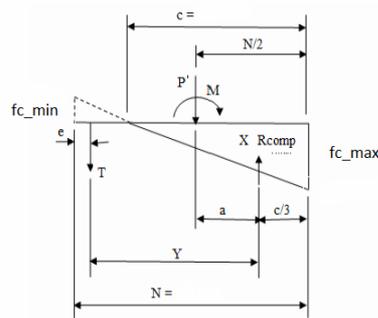
$$f_{c_{cemento}} := \phi_c \cdot 1.7 \cdot f'c = 244.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Distribución_tensiones := \begin{cases} \text{if } f_{c_{max}} \leq f_{c_{cemento}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“Cumple”} \end{array} \right\| \\ \text{if } f_{c_{max}} > f_{c_{cemento}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“No Cumple”} \end{array} \right\| \\ \quad \left\| \text{Criterio} \right\| \end{cases}$$

Distribución_tensiones = “Cumple”

$$f_{c_{min}} := \frac{Pu}{B \cdot N} - \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = -38.743 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Como $f_{c_{min}}$ es negativo, significa que hay tendencia al levantamiento en el lado opuesto de la placa base, por lo que es necesario calcular la fuerza de tracción que se producirá en los pernos de anclaje.



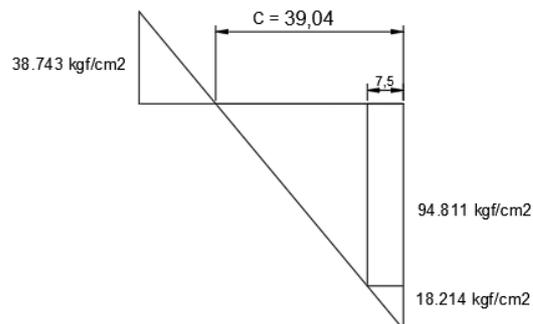
Calculo de la longitud del bloque de compresión, c , en la zona de contacto de la placa con el cemento

$$c := \frac{|fc_{max}|}{|fc_{max}| + |fc_{min}|} \cdot N = 39.045 \text{ cm}$$

Calculo del momento flector que se produce en la placa base por la presión de contacto con el cemento.

$$M := (94.811 - 18.214) \cdot 7.5 \cdot \left(\frac{7.5}{2}\right) + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (18.214 \cdot 7.5) \cdot \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 7.5 = 2495.803 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M := 2495.803 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$



Calculo del espesor de la placa.

$$t_{p1} := 2.1 \cdot \sqrt{\frac{M}{Fy} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}}} = 2.085 \text{ cm}$$

$$t_{pmn} := 22 \text{ mm}$$

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Mux

$$M_{ux} = 1851671.94 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{N}{2}\right) - \left(\frac{c}{3}\right) = 14.485 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := N - \left(\frac{c}{3}\right) - e = 38.235 \text{ cm}$$

$$T := \frac{M_{ux} - Pu \cdot a}{Y} = 16301.857 \text{ kgf} \quad T = 159.867 \text{ kN} \quad T = 16.302 \text{ tonnef}$$

Dimensiones de los pernos de anclaje						
Diámetro exterior del perno d , mm	Área de la sección neta (por la rosca) A_n , cm ²	Largo de penetración del perno de anclaje, mm			Dimensión de la arandela c	Esfuerzo de cálculo máximo, tolerable para un perno, kN (cuando $R_t = 14 \text{ kN/cm}^2$)
		sin arandela de apoyo (fig. a, b)		con arandela de apoyo (fig. c)		
		l_1	l_2			
20	2,25	700	-	-	-	31,5
22	2,81	750	-	-	-	39,4
24	3,24	850	-	-	-	45,4
27	4,27	950	-	-	-	59,8
30	5,18	1050	-	-	-	72,5
36	7,58	1250	-	700	160x16	106
42	10	1450	-	800	200x20	140
46	13,4	-	1450	850	240x25	187
56	18,75	-	1650	1000	240x25	262
64	24,65	-	1850	1100	280x30	345
72	31,6	-	2000	1250	280x30	442
76	35,8	-	2100	1350	320x30	501

4 Pernos de 24mm

$$4 \cdot 45.4 \text{ kN} = 181.6 \text{ kN}$$

(Pernos van a la derecha e izquierda)

Calculo de la Fuerza de Tracción que se produce en los pernos para Muy

$$M_{uy} = 1845466.45 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$a := \left(\frac{B}{2}\right) - \left(\frac{c}{3}\right) = 14.485 \text{ cm} \quad e := \frac{7.5}{2} \text{ cm} \quad Y := B - \left(\frac{c}{3}\right) - e = 38.235 \text{ cm}$$

$$T := \frac{M_{uy} - Pu \cdot a}{Y} = 16139.558 \text{ kgf} \quad T = 158.275 \text{ kN} \quad T = 16.14 \text{ tonnef}$$

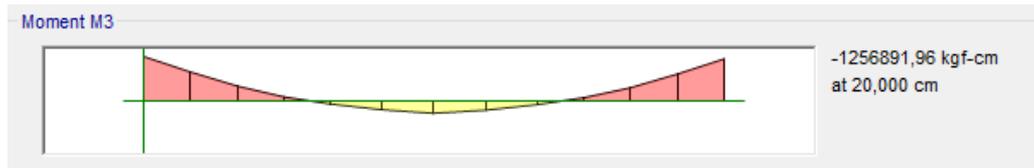
4 Pernos de 24mm $4 \cdot 45.4 \text{ kN} = 181.6 \text{ kN}$ (Pernos van arriba y abajo)

DISEÑO DE VIGA DE ACERO (Perfil I 400x150mm) Story 1

Realizar el diseño de una viga de Acero A36, considerada con doble empotramiento. La viga tiene una luz de 6.23m y esta arriostrada contra el desplazamiento lateral cada 2.07667m. "Cálculo del momento flector último (M_u) y el cortante último (V_u).

Para poder determinar el valor del coeficiente de flexión "Cb" se debe conocer los valores de momento flector en el punto medio, a 1/4 y 3/4 de la luz libre entre arriostres laterales.

Cálculo del factor "Cb"



El último tramo no arriostrado de 207.667 cm es el que está sometido a los valores de momento flector mayores, por lo que se obtendrá los momentos flectores de las siguientes puntos del tramo.

$$\text{Para } X=(1/4) * \text{Tramo} = 51.91675 \text{ cm} \quad M_A := 961795.22 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(1/2) * \text{Tramo} = 103.83350 \text{ cm} \quad M_B := 504074.70 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(3/4) * \text{Tramo} = 155.75025 \text{ cm} \quad M_C := 148055.74 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$R_m := 1$ Secciones transversales de doble simetría y secciones transversales de simple simetría sujetos a flexión de curvatura simple.

Los valores de M_u y V_u serán:

$$M_u := 1256891.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u := 9412.08 \text{ kgf}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m = 1.851$$

El valor de "Cb" debe ser menor a 3

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{F1-1})$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Obtención del Perfil requerido

Para el diseño se utilizará un perfil construido.

$$M_u = 1256891.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

(a) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\varphi_b := 0.9$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\varphi_b \cdot F_y} = 551.766 \text{ cm}^3$$

Módulo de Sección Plástico alrededor del eje principal X

El perfil seleccionado propuesto tiene las siguientes dimensiones:

$$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J := 12.8 \text{ cm}^4$$

$$A := 60.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 14153.6 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 213890.6 \text{ cm}^6$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$t := 0.6 \text{ cm}$$

$$I_y := 563.2 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := 801.6 \text{ cm}^3$$

$$b := 15 \text{ cm}$$

$$t_w := 1 \text{ cm}$$

$$r_x := 16.373 \text{ cm}$$

$$S_x := 707.7 \text{ cm}^3$$

$$L_b := 207.667 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.266 \text{ cm}$$

$$S_y := 75.1 \text{ cm}^3$$

Chequeo del Perfil Construido

Lo primero que se debe controlar es en que rango de comportamiento esta trabajando la viga, y para eso es necesario conocer los valores de "Lp" y "Lr" de la sección.

Cálculo de Lp

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 163.146 \text{ cm}$$

L_p , longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5})$$

Cálculo de Lr

$$r_{ts} := \sqrt[2]{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 3.938 \text{ cm} \quad r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c := 1$$

Para secciones I con simetría doble

$h_0 := h - t_w = 39 \text{ cm}$ Distancia entre los centroides de las alas

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 465.131 \text{ cm}$$

L_r , longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico, en cm (mm), es:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6})$$

$$L_p = 163.146 \text{ cm} < L_b = 207.667 \text{ cm} \leq L_r = 465.131 \text{ cm}$$

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F2-2})$$

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 2028889.68 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 3543911.819 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_n := M_p$$

El pórtico aplicado en esta tesis es IMF (Moderately Ductile Members) por lo que la longitud no arriostrada de las vigas debe cumplir con el siguiente criterio:

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad R_y := 1.5$$

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars: • ASTM A36/A36M	1.5	1.2

$$L_{bmin} := 0.19 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 333.253 \text{ cm} \quad L_b = 207.667 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión del Perfil

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

$$\varphi_b M_n := \varphi_b \cdot M_n = 1826000.712 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad M_u = 1256891.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

El perfil es resistente al Mu aplicado

Chequeo de Esbelteces del Ala y el Alma

Chequeo de esbeltez del ala

$$\frac{b}{t} = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b}{2 \cdot t_w} = 7.5$$

$$\lambda_{p1} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.515$$

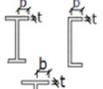
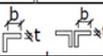
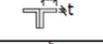
	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Limites	Ejemplo
			λ_{p1}	
Elementos no Rigorizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o amadas, canales y vigas "T"	b/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	0.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alma de vigas "I"	d/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ^(a)	
	Barra plana	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

$$Esbeltez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{ala} \leq \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“El ala es sismicamente compacta”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \lambda_{ala} > \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“El ala no es sismicamente compacta”} \end{array} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$$

Esbeltez = “El ala es sismicamente compacta”

Chequeo de esbeltez del alma

$$\frac{h}{t} = 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t} = 66.667$$

$$\lambda_{p2} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537$$

Elementos Rigorizados	Almas de perfiles "I" amados o rolados usados para vigas o columnas (a)	h/t _w	Para C _s ≤ 0.125 2.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (1-0.93C _s)	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C _s > 0.125 0.77 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (2.93-C _s) ≥ 1.49 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones cajón amadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: C _s = $\frac{F_y}{A_s F_y}$ (DFCR) C _s = $\frac{\Omega_c F_y}{F_y}$ (DRR)	

$$Esbeltez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{alma} \leq \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“El alma es sismicamente compacta”} \end{array} \right\| \\ \text{if } \lambda_{alma} > \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Criterio} \leftarrow \text{“El alma no es sismicamente compacta”} \end{array} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$$

Esbeltez = “El alma es sismicamente compacta”

Resistencia a cortante del perfil

La resistencia nominal de cortante, V_n , de almas no rigidizadas o rigidizadas, de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, es.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (\text{G2} - 1)$$

La formula (G2-1) se aplica si se cumple el siguiente criterio:

$$A_w = \text{área del alma, o altura total por el espesor del alma, } dt_w, \text{ cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_w := (h - 2 \cdot t_w) \cdot t = 22.8 \text{ cm}^2 \quad C_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 34624.764 \text{ kgf}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de sección doble T y canales

(1) El coeficiente de corte del alma, C_{v1} , se determina de la siguiente manera:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = 1,0 \quad (\text{G2-3})$$

$k_v := 5.34$ (i) Para almas sin atiesadores transversales:

$$k_v = 5,34$$

$$1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 72.146$$

$$\lambda_{alma} = 66.667$$

Cumple

$$\phi_v = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1,67 \text{ (ASD)} \quad \phi_v := 0.9$$

$$\phi_v V_n := \phi_v \cdot V_n = 31162.288 \text{ kgf}$$

$$V_u = 9412.08 \text{ kgf}$$

El perfil es resistente al V_u aplicado

DISEÑO DE VIGA DE ACERO (Perfil I 400x200mm) Story 2

Realizar el diseño de una viga de Acero A36, considerada con doble empotramiento. La viga tiene una luz de 6.23m y esta arriostrada contra el desplazamiento lateral cada 2.07667m. "Cálculo del momento flector último (M_u) y el cortante último (V_u).

Para poder determinar el valor del coeficiente de flexión "Cb" se debe conocer los valores de momento flector en el punto medio, a 1/4 y 3/4 de la luz libre entre arriostramientos laterales.

Cálculo del factor "Cb"



El último tramo no arriostrado de 207.667 cm es el que está sometido a los valores de momento flector mayores, por lo que se obtendrá los momentos flectores de las siguientes puntos del tramo.

$$\text{Para } X=(1/4) * \text{Tramo} = 51.91675 \text{ cm} \quad M_A := 1011337.38 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(1/2) * \text{Tramo} = 103.83350 \text{ cm} \quad M_B := 562986.41 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(3/4) * \text{Tramo} = 155.75025 \text{ cm} \quad M_C := 228233.98 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$R_m := 1$ Secciones transversales de doble simetría y secciones transversales de simple simetría sujetos a flexión de curvatura simple.

Los valores de M_u y V_u serán:

$$M_u := 1299756.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u := 9297.72 \text{ kgf}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m = 1.762$$

El valor de "Cb" debe ser menor a 3

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{F1-1})$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Obtención del Perfil requerido

Para el diseño se utilizará un perfil construido.

$$M_u = 1299756.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

(a) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\varphi_b := 0.9$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\varphi_b \cdot F_y} = 570.583 \text{ cm}^3$$

Módulo de Sección Plástico alrededor del eje principal X

El perfil seleccionado propuesto tiene las siguientes dimensiones:

$$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J := 25.8 \text{ cm}^4$$

$$A := 70.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 20728.9 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 602176 \text{ cm}^6$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$t := 0.6 \text{ cm}$$

$$I_y := 1600.7 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := 1143.3 \text{ cm}^3$$

$$b := 20 \text{ cm}$$

$$t_w := 1.2 \text{ cm}$$

$$r_x := 17.14 \text{ cm}$$

$$S_x := 1036.4 \text{ cm}^3$$

$$L_b := 207.667 \text{ cm}$$

$$r_y := 4.763 \text{ cm}$$

$$S_y := 160.1 \text{ cm}^3$$

Chequeo del Perfil Construido

Lo primero que se debe controlar es en que rango de comportamiento esta trabajando la viga, y para eso es necesario conocer los valores de "Lp" y "Lr" de la sección.

Cálculo de Lp

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 237.926 \text{ cm}$$

L_p , longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5})$$

Cálculo de Lr

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{2 \sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 5.473 \text{ cm} \quad r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c := 1$$

Para secciones I con simetría doble

$h_0 := h - t_w = 38.8 \text{ cm}$ Distancia entre los centroides de las alas

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 671.629 \text{ cm}$$

L_r , longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico, en cm (mm), es:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6})$$

$$L_p = 237.926 \text{ cm} \quad \geq \quad L_b = 207.667 \text{ cm} \quad \leq \quad L_r = 671.629 \text{ cm}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

El Pandeo lateral - Torsional no afecta la viga analizada

El pórtico aplicado en esta tesis es IMF (Moderately Ductile Members) por lo que la longitud no arriostrada de las vigas debe cumplir con el siguiente criterio:

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad \begin{array}{|c|c|c|} \hline & \text{Application} & \\ \hline \text{Hot-rolled structural shapes and bars:} & R_y & R_t \\ \hline \bullet \text{ ASTM A36/A36M} & 1.5 & 1.2 \\ \hline \end{array} \quad R_y := 1.5$$

$$L_{bmin} := 0.19 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 486.003 \text{ cm} \quad L_b = 207.667 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión del Perfil

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Al tener $L_b < L_p$, se considera que la resistencia nominal de la columna es igual al momento que genera la plastificación en la viga.

$$M_n := F_y \cdot Z_x = 2893749.465 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\varphi_b M_n := \varphi_b \cdot M_n = 2604374.519 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad M_u = 1299756.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

El perfil es resistente al M_u aplicado

Chequeo de Esbelteces del Ala y el Alma

Chequeo de esbeltez del ala

$$\frac{b}{t} = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b}{2 \cdot t_w} = 8.333$$

$$\lambda_{p1} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.515$$

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{cr}	
Elementos no rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
Elementos rigidizados	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	0.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alma de vigas "I"	d/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (a)	
	Barra plana	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{ala} \leq \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{ala} > \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El ala es sismicamente compacta"

Chequeo de esbeltez del alma

$$\frac{h}{t} = 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t} = 66.667$$

$$\lambda_{p2} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537$$

Elementos rigidizados	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas (a)	h/t _w	Para C ₃ ≤ 0.125 2.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (1-0.93 C ₃)	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C ₃ > 0.125 0.77 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (2.93 - C ₃) ≥ 1.49 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: C ₃ = $\frac{F_y}{\phi F_p}$ (DFCR) C ₃ = $\frac{\Omega_c F_p}{F_y}$ (DRB)	

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{alma} \leq \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{alma} > \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El alma es sismicamente compacta"

Resistencia a cortante del perfil

La resistencia nominal de cortante, V_n , de almas no rigidizadas o rigidizadas, de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, es.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (G2 - 1)$$

La formula (G2-1) se aplica si se cumple el siguiente criterio:

A_w = área del alma, o altura total por el espesor del alma, dt_w , cm^2 (mm^2)

$$A_w := (h - 2 \cdot t_w) \cdot t = 22.56 \text{ cm}^2 \quad C_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 34260.293 \text{ kgf}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de sección doble T y canales

(1) El coeficiente de corte del alma, C_{v1} , se determina de la siguiente manera:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = 1,0 \quad (G2-3)$$

$k_v := 5.34$ (i) Para almas sin atiesadores transversales:

$$k_v = 5,34$$

$$1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 72.146$$

$$\lambda_{alma} = 66.667$$

Cumple

$$\phi_v = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1,67 \text{ (ASD)} \quad \phi_v := 0.9$$

$$\phi_v V_n := \phi_v \cdot V_n = 30834.264 \text{ kgf}$$

$$V_u = 9297.72 \text{ kgf}$$

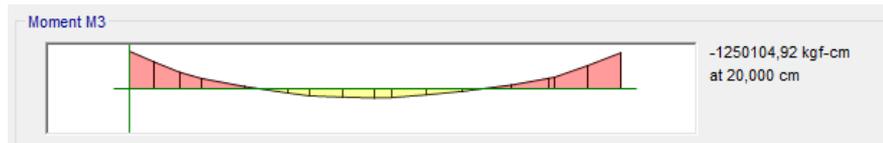
El perfil es resistente al V_u aplicado

DISEÑO DE VIGA DE ACERO (Perfil I 400x150mm) Story 3

Realizar el diseño de una viga de Acero A36, considerada con doble empotramiento. La viga tiene una luz de 6.80m y esta arriostrada contra el desplazamiento lateral cada 1.133m. "Cálculo del momento flector último (M_u) y el cortante último (V_u).

Para poder determinar el valor del coeficiente de flexión "Cb" se debe conocer los valores de momento flector en el punto medio, a 1/4 y 3/4 de la luz libre entre arriostres laterales.

Cálculo del factor "Cb"



El primer tramo no arriostrado de 113.333 cm es el que está sometido a los valores de momento flector mayores, por lo que se obtendrá los momentos flectores de las siguientes puntos del tramo.

El tramo va de 566.6667 cm a 680cm

$$\text{Para } X=(1/4) * \text{Tramo} = 28.33333 \text{ cm} \quad M_A := 1158753.03 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(1/2) * \text{Tramo} = 56.66665 \text{ cm} \quad M_B := 849397.99 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(3/4) * \text{Tramo} = 84.99998 \text{ cm} \quad M_C := 547242.88 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$R_m := 1$ Secciones transversales de doble simetría y secciones transversales de simple simetría sujetos a flexión de curvatura simple.

Los valores de M_u y V_u serán:

$$M_u := 1250104.92 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u := 11053.53 \text{ kgf}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m = 1.342$$

El valor de "Cb" debe ser menor a 3

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{F1-1})$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Obtención del Perfil requerido

Para el diseño se utilizará un perfil construido.

$$M_u = 1250104.92 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

(a) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\varphi_b := 0.9$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\varphi_b \cdot F_y} = 548.786 \text{ cm}^3$$

Módulo de Sección Plástico alrededor del eje principal X

El perfil seleccionado propuesto tiene las siguientes dimensiones:

$$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J := 16.7 \text{ cm}^4$$

$$A := 60.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 15068.1 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 213890.6 \text{ cm}^6$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$t := 0.8 \text{ cm}$$

$$I_y := 564.1 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := 873.8 \text{ cm}^3$$

$$b := 15 \text{ cm}$$

$$t_w := 1 \text{ cm}$$

$$r_x := 15.795 \text{ cm}$$

$$S_x := 753.4 \text{ cm}^3$$

$$L_b := 113.333 \text{ cm}$$

$$r_y := 3.056 \text{ cm}$$

$$S_y := 75.2 \text{ cm}^3$$

Chequeo del Perfil Construido

Lo primero que se debe controlar es en que rango de comportamiento esta trabajando la viga, y para eso es necesario conocer los valores de "Lp" y "Lr" de la sección.

Cálculo de Lp

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 152.656 \text{ cm}$$

L_p , longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5})$$

Cálculo de Lr

$$r_{ts} := \sqrt[2]{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 3.818 \text{ cm} \quad r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c := 1$$

Para secciones I con simetría doble

$h_0 := h - t_w = 39 \text{ cm}$ Distancia entre los centroides de las alas

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 461.276 \text{ cm}$$

L_r , longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico, en cm (mm), es:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6})$$

$$L_p = 152.656 \text{ cm} \quad \geq \quad L_b = 113.333 \text{ cm} \quad \leq \quad L_r = 461.276 \text{ cm}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

El Pandeo lateral - Torsional no afecta la viga analizada

El pórtico aplicado en esta tesis es IMF (Moderately Ductile Members) por lo que la longitud no arriostrada de las vigas debe cumplir con el siguiente criterio:

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad \begin{array}{|c|c|c|} \hline \text{Application} & R_y & R_t \\ \hline \text{Hot-rolled structural shapes and bars:} & & \\ \text{• ASTM A36/A36M} & 1.5 & 1.2 \\ \hline \end{array} \quad R_y := 1.5$$

$$L_{bmin} := 0.19 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 311.825 \text{ cm} \quad L_b = 113.333 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión del Perfil

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Al tener $L_b < L_p$, se considera que la resistencia nominal de la columna es igual al momento que genera la plastificación en la viga.

$$M_n := F_y \cdot Z_x = 2211631.49 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\varphi_b M_n := \varphi_b \cdot M_n = 1990468.341 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad M_u = 1250104.92 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

El perfil es resistente al M_u aplicado

Chequeo de Esbelteces del Ala y el Alma

Chequeo de esbeltez del ala

$$\frac{b}{t} = 0.30 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b}{2 \cdot t_w} = 7.5$$

$$\lambda_{p1} := 0.30 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 8.515$$

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{p1}	
Elementos no rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	0.30 $\sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
Elementos rigidizados	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	0.45 $\sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "I"	d/t	0.30 $\sqrt{E/F_y}^{(a)}$	
	Barra plana	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{ala} \leq \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{ala} > \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El ala es sismicamente compacta"

Chequeo de esbeltez del alma

$$\frac{h}{t} = 2.45 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t} = 50$$

$$\lambda_{p2} := 2.45 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 69.537$$

Elementos rigidizados	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas (a)	h/t _w	Para C ₃ ≤ 0.125 2.45 $\sqrt{E/F_y}$ (1-0.93 C ₃)	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C ₃ > 0.125 0.77 $\sqrt{E/F_y}$ (2.93 - C ₃) ≥ 1.49 $\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: C ₃ = $\frac{F_y}{\phi F_c}$ (DFCR) C ₃ = $\frac{\Omega_c F_y}{F_c}$ (DRB)	

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{alma} \leq \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{alma} > \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El alma es sismicamente compacta"

Resistencia a cortante del perfil

La resistencia nominal de cortante, V_n , de almas no rigidizadas o rigidizadas, de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, es.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (G2 - 1)$$

La formula (G2-1) se aplica si se cumple el siguiente criterio:

A_w = área del alma, o altura total por el espesor del alma, dt_w , cm^2 (mm^2)

$$A_w := (h - 2 \cdot t_w) \cdot t = 30.4 \text{ cm}^2 \quad C_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 46166.352 \text{ kgf}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de sección doble T y canales

(1) El coeficiente de corte del alma, C_{v1} , se determina de la siguiente manera:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = 1,0 \quad (G2-3)$$

$k_v := 5.34$ (i) Para almas sin atiesadores transversales:

$$k_v = 5,34$$

$$1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 72.146$$

$$\lambda_{alma} = 50$$

Cumple

$$\phi_v = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1,67 \text{ (ASD)} \quad \phi_v := 0.9$$

$$\phi_v V_n := \phi_v \cdot V_n = 41549.717 \text{ kgf}$$

$$V_u = 11053.53 \text{ kgf}$$

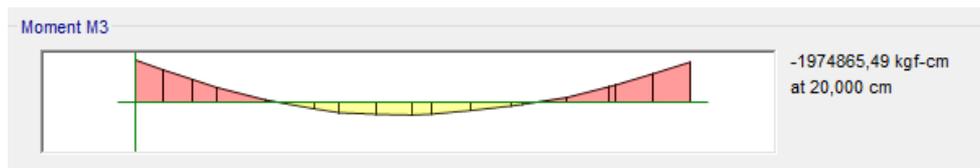
El perfil es resistente al V_u aplicado

DISEÑO DE VIGA DE ACERO (Perfil I 450x150mm) Story 2

Realizar el diseño de una viga de Acero A36, considerada con doble empotramiento. La viga tiene una luz de 6.80m y esta arriostrada contra el desplazamiento lateral cada 1.133m. "Cálculo del momento flector último (M_u) y el cortante último (V_u).

Para poder determinar el valor del coeficiente de flexión "Cb" se debe conocer los valores de momento flector en el punto medio, a 1/4 y 3/4 de la luz libre entre arriostres laterales.

Cálculo del factor "Cb"



El primer tramo no arriostrado de 113.333 cm es el que está sometido a los valores de momento flector mayores, por lo que se obtendrá los momentos flectores de las siguientes puntos del tramo.

$$\text{Para } X=(1/4) * \text{Tramo} = 28.33325 \text{ cm} \quad M_A := 1856927.83 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(1/2) * \text{Tramo} = 56.66650 \text{ cm} \quad M_B := 1457333.64 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Para } X=(3/4) * \text{Tramo} = 84.99975 \text{ cm} \quad M_C := 1065840.62 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$R_m := 1 \quad \text{Secciones transversales de doble simetría y secciones transversales de simple simetría sujetos a flexión de curvatura simple.}$$

Los valores de M_u y V_u serán:

$$M_u := 1974865.49 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_u := 14255.17 \text{ kgf}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m = 1.264$$

El valor de "Cb" debe ser menor a 3

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{F1-1})$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Obtención del Perfil requerido

Para el diseño se utilizará un perfil construido.

$$M_u = 1974865.49 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

(a) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\varphi_b := 0.9$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\varphi_b \cdot F_y} = 866.95 \text{ cm}^3$$

Módulo de Sección Plástico alrededor del eje principal X

El perfil seleccionado propuesto tiene las siguientes dimensiones:

$$E := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$J := 17.5 \text{ cm}^4$$

$$A := 64.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 19823 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 272250 \text{ cm}^6$$

$$h := 45 \text{ cm}$$

$$t := 0.8 \text{ cm}$$

$$I_y := 564.3 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := 1029.8 \text{ cm}^3$$

$$b := 15 \text{ cm}$$

$$t_w := 1 \text{ cm}$$

$$r_x := 17.545 \text{ cm}$$

$$S_x := 881 \text{ cm}^3$$

$$L_b := 113.333 \text{ cm}$$

$$r_y := 2.96 \text{ cm}$$

$$S_y := 75.2 \text{ cm}^3$$

Chequeo del Perfil Construido

Lo primero que se debe controlar es en que rango de comportamiento esta trabajando la viga, y para eso es necesario conocer los valores de "Lp" y "Lr" de la sección.

Cálculo de Lp

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 147.861 \text{ cm}$$

L_p , longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5})$$

Cálculo de Lr

$$r_{ts} := \sqrt[2]{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 3.751 \text{ cm} \quad r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c := 1$$

Para secciones I con simetría doble

$h_0 := h - t_w = 44 \text{ cm}$ Distancia entre los centroides de las alas

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 441.833 \text{ cm}$$

L_r , longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico, en cm (mm), es:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6})$$

$$L_p = 147.861 \text{ cm} \quad \geq \quad L_b = 113.333 \text{ cm} \quad \leq \quad L_r = 441.833 \text{ cm}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

El Pandeo lateral - Torsional no afecta la viga analizada

El pórtico aplicado en esta tesis es IMF (Moderately Ductile Members) por lo que la longitud no arriostrada de las vigas debe cumplir con el siguiente criterio:

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad \begin{array}{|c|c|c|} \hline & \text{Application} & \\ \hline & \text{Hot-rolled structural shapes and bars:} & \\ & \cdot \text{ASTM A36/A36M} & \\ \hline & R_y & R_t \\ \hline & 1.5 & 1.2 \\ \hline \end{array} \quad R_y := 1.5$$

$$L_{bmin} := 0.19 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 302.03 \text{ cm} \quad L_b = 113.333 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión del Perfil

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Al tener $L_b < L_p$, se considera que la resistencia nominal de la columna es igual al momento que genera la plastificación en la viga.

$$M_n := F_y \cdot Z_x = 2606475.29 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\varphi_b M_n := \varphi_b \cdot M_n = 2345827.761 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad M_u = 1974865.49 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

El perfil es resistente al M_u aplicado

Chequeo de Esbelteces del Ala y el Alma

Chequeo de esbeltez del ala

$$\frac{b}{t} = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b}{2 \cdot t_w} = 7.5$$

$$\lambda_{p1} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.515$$

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{p1}	
Elementos no rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
Elementos rigidizados	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	0.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alma de vigas "I"	d/t	0.30 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (a)	
	Barra plana	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{ala} \leq \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{ala} > \lambda_{p1} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El ala no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El ala es sismicamente compacta"

Chequeo de esbeltez del alma

$$\frac{h}{t} = 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t} = 56.25$$

$$\lambda_{p2} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537$$

Elementos Rigidizados	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas (a)	h/t _w	Para C ₃ ≤ 0.125 2.45 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (1-0.93 C ₃)	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C ₃ > 0.125 0.77 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (2.93 - C ₃) ≥ 1.49 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: C ₃ = $\frac{F_y}{\phi F_c}$ (DFCR) C ₃ = $\frac{\Omega_c F_y}{F_c}$ (DRA)	

$Esbtez := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda_{alma} \leq \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{if } \lambda_{alma} > \lambda_{p2} \\ \quad \left\| \text{Criterio} \leftarrow \text{"El alma no es sismicamente compacta"} \right\| \\ \text{Criterio} \end{array} \right.$

Esbtez = "El alma es sismicamente compacta"

Resistencia a cortante del perfil

La resistencia nominal de cortante, V_n , de almas no rigidizadas o rigidizadas, de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, es.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (\text{G2-1})$$

La formula (G2-1) se aplica si se cumple el siguiente criterio:

A_w = área del alma, o altura total por el espesor del alma, dt_w , cm^2 (mm^2)

$$A_w := (h - 2 \cdot t_w) \cdot t = 34,4 \text{ cm}^2 \quad C_v := 1$$

$$V_n := 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 52240,872 \text{ kgf}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de sección doble T y canales

(1) El coeficiente de corte del alma, C_{v1} , se determina de la siguiente manera:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = 1,0 \quad (\text{G2-3})$$

$k_v := 5,34$ (i) Para almas sin atiesadores transversales:

$$k_v = 5,34$$

$$1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 72,146$$

$$\lambda_{alma} = 56,25$$

Cumple

$$\phi_v = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1,67 \text{ (ASD)} \quad \phi_v := 0,9$$

$$\phi_v V_n := \phi_v \cdot V_n = 47016,785 \text{ kgf}$$

$$V_u = 14255,17 \text{ kgf}$$

El perfil es resistente al V_u aplicado

Diseño de Vigas

Datos de diseño:

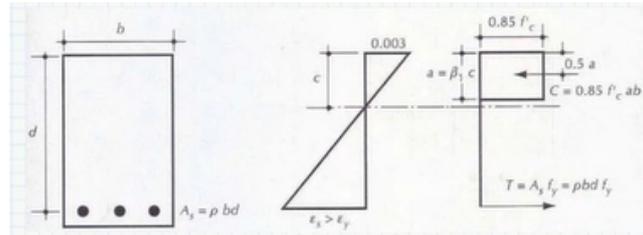
Luz libre de la viga:

$$Ll := 680 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 640 \text{ cm}$$

Hormigón:

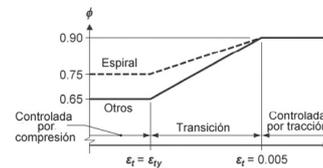
Ancho	Alto	Resistencia
$b := 30 \text{ cm}$	$h := 35 \text{ cm}$	$f'c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$A_g := b \cdot h = 1050 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta de H}^\circ$$



Acero:

Recubrimiento	Esfuerzo de cedencia	Modulo de Elasticidad
$rec := 4 \text{ cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Comprobaciones de las dimensiones de la sección transversal:

a) La luz libre "ln" no debe ser menor que 4d.

$$d := h - rec = 31 \text{ cm}$$

$$a1 := 4 \cdot d = 124 \text{ cm}$$

$$Ll = 640 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

a) El ancho b debe ser al menos igual al menor de 0.3h y 250mm

$$b1 := 0.3 \cdot h = 10.5 \text{ cm}$$

$$b2 := 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 1

Máximo momento ultimo negativo:

$$M_{u1} := 135945.60 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - rec = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con requerimientos mínimos y máximos.

9.6.1.2 $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

Coefficientes para unidades de MPa.

$$A_{s,min1} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b \cdot d = 2.744 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.175 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.807 \text{ cm} \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 0.949 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.095$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\text{Tipo_de_falla} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.18 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min1}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

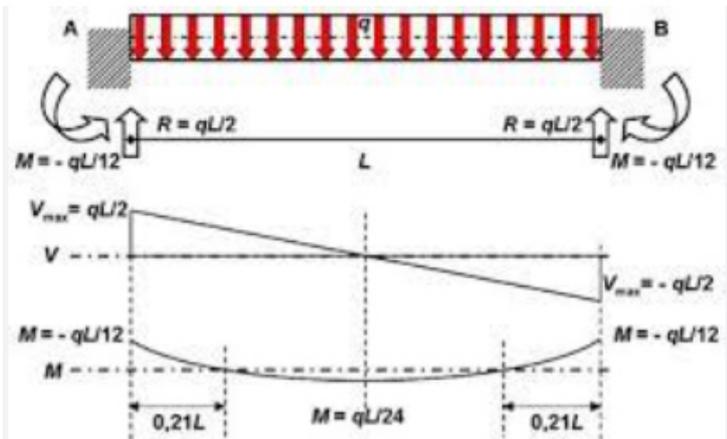
DISEÑO POR FLEXIÓN 2

Máximo momento ultimo positivo central hacia arriba (Empuje del suelo):

$$q_a := 2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo Admisible del suelo (Empuje contra la viga de cimentación).}$$

$$b = 0.3 \text{ m} \quad \text{Base de la viga de cimentación.}$$

$$q := q_a \cdot b = 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Carga uniformemente distribuida a lo largo de la luz de la viga de cimentación}$$



$$M_{u2} := q \cdot \frac{Ll}{24} \cdot 1 \text{ m} = 160000 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad \text{Momento debido al empuje del suelo.}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$\phi := 0.9$ asumido

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{kgf}{cm^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.387 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.952 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.12 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$\varepsilon_c := 0.003$ Deformación Unitaria del Hormigón

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.08$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned} \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{aligned}$$

$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{fy}{E_s} = 0.002$$

$$\phi := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$\phi = 0.9$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1.39 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min1}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 3

Máximo momento ultimo negativo para acero inferior central:

$$M_{u3} := 0.3 \cdot M_{u2} = 48000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.412 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.282 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.332 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.277$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.41 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

DISEÑO POR FLEXIÓN 4

Máximo momento ultimo positivo para acero inferior lateral:

$$M_{u4} := 0.5 \cdot M_{u1} = 67972.8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Determinación del peralte:

$$d := h - \text{rec} = 31 \text{ cm}$$

2. Determinación del β_1 :

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \beta_1 \leftarrow 0.85 \right. \end{array} \right.$$

$\beta_1 = 0.85$

3. Determinación del Area de Acero:

$$\phi := 0.9 \text{ asumido}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := \frac{3}{7} \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d = 16.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.584 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.401 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.471 \text{ cm}$$

4. Verificación de ϕ

Verificación de ϕ asumido

$$\varepsilon_c := 0.003 \quad \text{Deformación Unitaria del Hormigón}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_c \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.194$$

Determinación del Tipo de Falla

$$\begin{aligned}
 \text{Tipo_de_falla} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Ductil”} \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Transición”} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Tipo_de_falla} \leftarrow \text{“Controla la compresión”} \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Tipo_de_falla} = \text{“Ductil”}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 \phi := & \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.9 \end{array} \right. \\ \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})} \end{array} \right. \\ \text{if } \varepsilon_t \leq 0.002 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \leftarrow 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0.9$$

5. Recalculo del Acero Final

ACERO FINAL

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u4}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0.58 \text{ cm}^2$$

El acero calculado es menor al mínimo. Por lo que, coloco el mínimo.

$$A_s := A_{s_{min}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

6. Cuantía de Acero en la viga

$$\rho_{as} := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00333$$

Diseño de Acero Longitudinal

Ubicacion de las varillas en la viga:

$$barras := \begin{bmatrix} 1.2 & 1.2 & 1.2 \\ 1.2 & 1.2 & 1.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$


$$E_d := 1 \text{ cm}$$

2. Numero de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 3$$

$$k := \text{rows}(barras) = 2$$

3. Área de cada varilla en matriz:

$$A_{s0} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.131 & 1.131 & 1.131 \\ 1.131 & 1.131 & 1.131 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$



4. Area de cada fila de varillas (generan momento):

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^n A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 3.393 \\ 3.393 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{sfa} := A_{sf_1} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$Area_req1 := 3.10 \text{ cm}^2 = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfb} := A_{sf_2} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$Area_req2 := 3.10 \text{ cm}^2 = 3.1 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación más pequeña entre varillas

$$suma_filas := \sum_{i=1}^n barras^{(i)} = \begin{bmatrix} 3.6 \\ 3.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_fila := \frac{(b - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_filas)}{n - 1} = \begin{bmatrix} 8.2 \\ 8.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$suma_columnas := \sum_{i=1}^k \widehat{barras}^i = \begin{bmatrix} 2.4 & 2.4 & 2.4 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$sep_neta_col := \frac{(h - 2 \cdot rec - 2 \cdot E_d - suma_columnas)}{k - 1} = \begin{bmatrix} 22.6 & 22.6 & 22.6 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$s := \min(sep_neta_fila, sep_neta_col) = 8.2 \text{ cm}$$

La separación más pequeña entre varillas es:

$$s = 8.2 \text{ cm}$$

5. Cumplimiento de separación

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

$$Sep_max := \max(Sep1, Sep2, Sep3) = 3.333 \text{ cm}$$

$$Separación_de_varillas := \begin{cases} \text{if } s \geq Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“Cumple correctamente”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s < Sep_max \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Separación_de_varillas \leftarrow \text{“No cumple con el máximo permitido”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$Separación_de_varillas = \text{“Cumple correctamente”}$$

6. Peralte efectivo

$$d := h - rec - E_d - \max\left(\frac{\widehat{barras}^2}{2}\right) = 29.4 \text{ cm}$$

$$d_{agg} = \text{Tamaño_nominal_máximo_del_agregado_grueso}$$

$$d_b = \text{Diametro_nominal_de_del_una_barra}$$

$$Sep1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$Sep2 := \min(barras_{1,n}) = 1.2 \text{ cm}$$

$$Sep3 := \frac{4}{3} \cdot 2.5 \text{ cm} = 3.333 \text{ cm}$$

DISEÑO POR CORTE

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}) = 160000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

1. Datos para el diseño

$$V_u := 2625.72 \text{ kgf} \quad \text{Cortante de Diseño} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Para Corte}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c}$$

2. Calculo de las fuerzas cortantes resistentes del hormigón y acero

$$\phi V_c := \min \left(\phi \cdot \left(0.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} + 176 \cdot \rho_{as} \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right) \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\phi V_c = 5311.196 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s := V_u - \phi V_c = -2685.476 \text{ kgf}$$

La separación de los estribos se calcula por normativa.

3. Calculo de las esfuerzos cortantes resistentes del hormigón y acero

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = 3.969 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último de corte generado en la viga.

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 8.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último resistente del hormigón.

$$v_s := v_u - v_c = -4.241 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo último que debe resistir el acero. Recordar que el esfuerzo generado en el acero debe ser menor al máximo que puede resistir (V_s_{max}).

$$v_{s_{max}} := 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.843 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Esfuerzo_solicitante_del_Acero := \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_s \geq v_{s_{max}} \\ \quad \left\| Esfuerzo_solicitante_del_Acero \leftarrow \text{"No aceptado"} \right\| \\ \text{if } v_s \leq v_{s_{max}} \\ \quad \left\| Esfuerzo_solicitante_del_Acero \leftarrow \text{"Aceptado"} \right\| \end{array} \right\|$$

$$Esfuerzo_solicitante_del_Acero = \text{"Aceptado"}$$

4. Determinación de la separación de los estribos en la zona critica

$$n := 2 \quad \text{La viga solo cuenta con el estribo perimetral, vigas no necesitan ganchos suplementarios.}$$

$$E_d := 1 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo en "cm". Para elegir el diámetro se considera la siguiente normativa.}$$

9.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

(a) Barras No. 10 para barras longitudinales No. 32 o menores

(b) Barras No. 13 para barras longitudinales No. 36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

$$A_v := \frac{\pi \cdot E_d^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S_0 := \frac{\phi \cdot A_v \cdot n \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = -54.17 \text{ cm}$$

$$A_v = 0.7854 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 1.1309 \text{ cm}^2 \text{ para } \phi 12 \text{ mm}$$

Separación entre estribos en la zona a una distancia 2h del cara del nudo de la viga.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo

4.1. Comprobación de la separación de los estribos en la zona crítica

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$.

(b) 150 mm.

(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

(d) Para acero Grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

$$S_1 := \frac{d}{4} = 7.35 \text{ cm}$$

$$S_2 := 6 \min(\widehat{\text{barras}}^{\widehat{1}}, \text{barras}^{(1)}) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_3 := 24 \cdot E_d = 24 \text{ cm}$$

$$S_4 := 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} := \min(S_1, S_2, S_3, S_4) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 7.2 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 7 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := 2 \cdot h = 70 \text{ cm}$$

ZONA CRITICA

5. Acero mínimo para cortante

$$A_{vmin1} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.154919 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin2} \geq 3.5 \cdot \frac{b \cdot S}{f_y} \quad A_{vmin2} := \frac{3.5 \cdot b \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot S \cdot 1 \text{ cm}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.175 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin_S} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.175 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo de acero a corte debe ser mayor al mayor de estos valores.

6. Determinación de la separación de los estribos en la zona central

Tabla 9.7.6.2.2 — Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
≤ 0	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
≤ 0		600 mm			
> 0	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
> 0		300 mm			

$$\frac{\phi V_s}{\phi} = -3580.635 \text{ kgf}$$

$$V_{s_req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 15030.274 \text{ kgf}$$

Máxima separación

$$S_{MAX} := \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) = 14.7 \text{ cm}$$

Separación entre estribos en la zona central de la viga.

Normativa

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

Separación definitiva:

$$S := 14 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento definitiva:

$$L := Ll - 4 \cdot h = 500 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL

ANEXO 8.13

Diseño de Zapata Aislada

Cargas de Servicio	Cargas Ultimas	Datos						
$P := 40376.05 \text{ Kgf}$	$P_u := 50557.99 \text{ Kgf}$	$q_a := 2 \text{ kgf/cm}^2$						
$M_x := 177705.32 \text{ kgf*cm}$	$M_{ux} := 228470.76 \text{ kgf*cm}$	$f'_c := 240 \text{ kgf/cm}^2$						
$M_y := 31151.68 \text{ kgf*cm}$	$M_{uy} := 35729.59 \text{ kgf*cm}$	$f_y := 4200 \text{ kgf/cm}^2$						
<table border="1"> <tr><td>$F_z = 40376,05$</td></tr> <tr><td>$M_x = -177705,32$</td></tr> <tr><td>$M_y = -31151,68$</td></tr> </table>	$F_z = 40376,05$	$M_x = -177705,32$	$M_y = -31151,68$	<table border="1"> <tr><td>$F_z = 50557,99$</td></tr> <tr><td>$M_x = -228470,76$</td></tr> <tr><td>$M_y = -35729,59$</td></tr> </table>	$F_z = 50557,99$	$M_x = -228470,76$	$M_y = -35729,59$	
$F_z = 40376,05$								
$M_x = -177705,32$								
$M_y = -31151,68$								
$F_z = 50557,99$								
$M_x = -228470,76$								
$M_y = -35729,59$								
(D +SD) + L	1.2(D +SD) + 1.6L							

Predimensionamiento (Cargas de Servicio)

Se realizara el predimensionamiento con el Perfil Columna_Steel (300x300x10mm) que corresponde a la columna más cargada con respecto a las columnas que tienen dicha sección. Al tener una columna cuadrada, se considera la siguiente relación para las dimensiones de la zapata.

$$A := \frac{P}{q_a} = 20188.025 \text{ cm}^2$$

$$L_x := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{30}{30}\right)}} = 142.085 \text{ cm}$$

$$L_y := \left(\frac{30}{30}\right) \cdot L_x = 142.085 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$L_x := 145 \text{ cm} \quad L_y := 145 \text{ cm} \quad A := L_x \cdot L_y = 21025 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 0.772 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = 4.401 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{L_x}{6} = 24.167 \text{ cm} > e_x \text{ CUMPLE} \quad \frac{L_y}{6} = 24.167 \text{ cm} > e_y \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{L_x} + \frac{6 \cdot e_y}{L_y} \right) = 2.331 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$q_{\max} = 2.331 \gg q_a = 2$$

El esfuerzo máximo es superior al admisible del suelo por lo que se debe incrementar el área de la zapata en la siguiente proporción:

$$pr := \frac{q_{\max}}{q_a} = 1.166$$

$$A := pr \cdot A = 24509.204 \text{ cm}^2$$

$$Lx := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{30}{30}\right)}} = 156.554 \quad Ly := \left(\frac{30}{30}\right) \cdot Lx = 156.554 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$Lx := 160 \text{ cm} \quad Ly := 160 \text{ cm} \quad A := Lx \cdot Ly = 25600 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$ex := \frac{My}{P} = 0.772 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mx}{P} = 4.401 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{Lx}{6} = 26.667 \text{ cm} > ex \text{ CUMPLE} \quad \frac{Ly}{6} = 26.667 \text{ cm} > ey \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.883 \text{ Kg/cm}^2$$

$q_{\max} = 1.883 \ll q_a = 2$

Analisis y Diseño (Cargas últimas)

Excentricidades de carga

$$ex := \frac{Muy}{Pu} = 0.707 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mux}{Pu} = 4.519 \text{ cm}$$

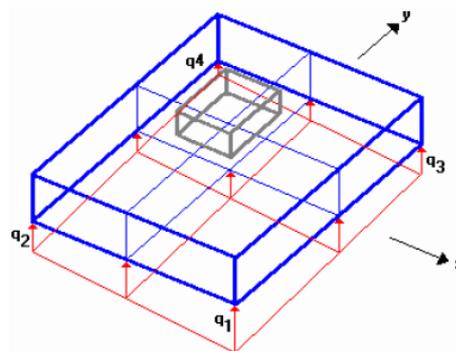
Calculo de esfuerzos del suelo bajo cargas últimas

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$



$$q_1 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.3619 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.2573 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q3 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.6926 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q4 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.5879 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño a Cortante

Diseño a Cortante Tipo Viga

Se asume una altura tentativa de 35 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior del hormigón hasta la capa de refuerzo de 8.2 cm en la dirección Y y 9.6 cm en la dirección X (se ha supuesto un recubrimiento mínimo de 7.5 cm para el acero, y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 14 mm).

$$dx := 25.4 \text{ cm} \quad dy := 26.8 \text{ cm} \quad \phi := 0.75$$

Secciones de la Columna

$$Ladox := 30 \quad Ladoy := 30$$

Dirección X

$$q_{max} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 2.0273 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{min} := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 1.923 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x := \frac{Lx}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right)}{x} \xrightarrow{\text{solve, } x} 0.078769091235351412$$

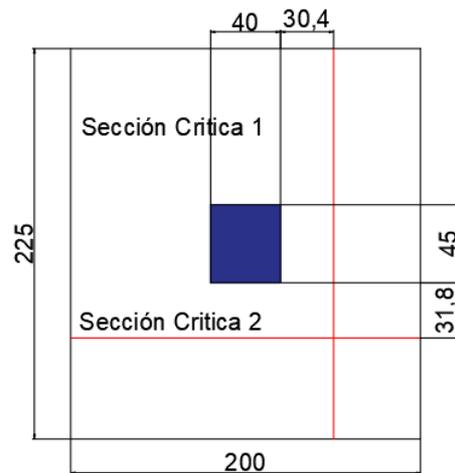
$$q_{med} := q_{min} + x = 2.001 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$Vu := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2} \right) \cdot \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right) \right) \cdot Ly = 12763 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Ly \cdot dx} = 4.187 \frac{kg}{cm^2}$$



El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Dirección Y

$$q_{max} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 1.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y := \frac{L_y}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)}{y} \xrightarrow{\text{solve, } y} 0.50954111147460922275$$

$$q_{med} := q_{min} + y = 2.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$V_u := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(L_y - \left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)\right) \cdot L_x = 13628 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot L_x \cdot dy} = 4.238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Diseño a Cortante por Punzonamiento

Esfuerzo uniforme por punzonamiento

$$q := \frac{Pu}{A} = 1.975 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actua sobre la seccion critica es:

$$V_{up} := q \cdot (A - ((Ladox + dx) \cdot (Ladoy + dy))) = 44343.465 \text{ Kgf}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actua sobre la seccion es:

$$v_u := \frac{V_{up}}{\phi \cdot ((Ladox + dx + Ladox + dx) \cdot dx + (Ladoy + dy + Ladoy + dy) \cdot dy)} = 10.092 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es:

$$\beta := \frac{\max(Ladox, Ladoy)}{\min(Ladox, Ladoy)}$$

$$\alpha_s := 40 \quad b_o := 2 \cdot (Ladox + dx + Ladoy + dy) = 224.4 \text{ cm}$$

$$v_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 24.632 \frac{kg}{cm^2} \quad v_u \leq v_c \text{ O.K.}$$

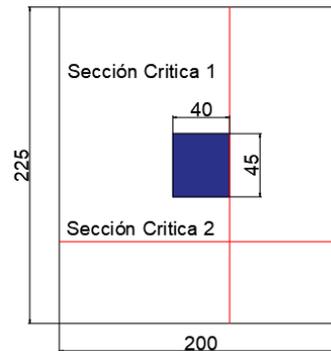
$$v_c := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot \min(dx, dy)}{b_o} + 2\right) = 27.304 \frac{kg}{cm^2}$$

El peralte de la zapata es aceptable para el funcionamiento

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la ilustración:

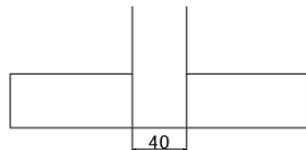
$$\phi := 0.9$$



Diseño a Flexión en la Dirección X

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd1 := q1 = 2.362 \frac{kg}{cm^2} \quad qi1 := \max(q2, q3) = 2.257 \frac{kg}{cm^2}$$



$$x1 := \frac{Lx}{qd1 - qi1} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right)\right)}{x1} \xrightarrow{\text{solve}, x1} 0.0621516915893555875$$

$$qint1 := qi1 + x1 = 2.319 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_x := \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right) \right)$$

$$Mux := \left(\frac{qint1 \cdot (dtrap_x)^2}{2} + \left(\frac{(qd1 - qint1) \cdot dtrap_x}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_x \right) \right) \cdot 100 = 495964.04$$

$$Mux = 495964.04 \quad kg \cdot cm$$

Acero requerido en la dirección X para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$As = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Asx := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mux}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx^2}} \right)$$

$$Asx = 5.279 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{minx} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$As_{minx} := p_{minx} \cdot 100 \cdot dx = 8.467 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenida para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

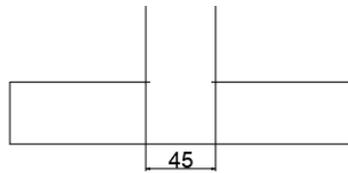
$$Asx := As_{minx} = 8.467 \text{ cm}^2 \quad Asx := Asx \cdot \left(\frac{(Ly - 15)}{100} \right) = 12.277 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 12 mm a lo largo del eje Y cada 12 cm, proporcionándose un armado de 14.69 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 13 varillas de 12 mm de diámetro orientadas en la dirección X, en un ancho de (160-15) cm.

Diseño a Flexión en la Dirección Y

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd2 := q1 = 2.362 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad qi2 := \max(q2, q3) = 2.257 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$q1 \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{int} \text{ kgf/cm}^2 \quad qd1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$y1 := \frac{Ly}{qd2 - qi2} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right)}{y1} \xrightarrow{\text{solve}, y1} 0.0621516915893555875$$

$$q_{int2} := qi2 + y1 = 2.319 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_y := \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right) \right)$$

$$Muy := \left(\frac{q_{int2} \cdot (dtrap_y)^2}{2} + \left(\frac{(qd2 - q_{int2}) \cdot dtrap_y}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_y \right) \right) \cdot 100 = 495964.04$$

$$M_{uy} = 495964.04 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección Y para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$A_s = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{sy} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uy}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dy^2}} \right)$$

$$A_{sy} = 4.992 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{miny} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$A_{sminy} := p_{miny} \cdot 100 \cdot dy = 8.933 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

$$A_{sy} := A_{sminy} = 8.933 \text{ cm}^2 \quad A_{sy} := A_{sy} \cdot \left(\frac{(Lx - 15)}{100} \right) = 12.953 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 12 mm a lo largo del eje X cada 12 cm, proporcionándose un armado de 14.69 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 13 varillas de 12 mm de diámetro orientadas en la dirección Y, en un ancho de (160-15) cm.

Diseño de Zapata Aislada

Cargas de Servicio

$$P := 60608.96 \text{ Kgf}$$

$$M_x := 202653.24 \text{ kgf*cm}$$

$$M_y := 13435.25 \text{ kgf*cm}$$

Fz = 60608,96
Mx = 202653,24
My = 13435,25

(D +SD) + L

Cargas Ultimas

$$P_u := 76486.81 \text{ Kgf}$$

$$M_{ux} := 258888.95 \text{ kgf*cm}$$

$$M_{uy} := 18903.81 \text{ kgf*cm}$$

Fz = 76486,81
Mx = 258888,95
My = 18903,81

1.2(D +SD) + 1.6L

Datos

$$q_a := 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c := 240 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y := 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Predimensionamiento (Cargas de Servicio)

Se realizara el predimensionamiento con el Perfil Columna_Steel (300x300x10mm) que corresponde a la columna más cargada con respecto a las columnas que tienen dicha sección. Al tener una columna cuadrada, se considera la siguiente relación para las dimensiones de la zapata.

$$A := \frac{P}{q_a} = 30304.48 \text{ cm}^2 \quad L_x := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{50}{30}\right)}} = 134.843 \text{ cm}$$

$$L_y := \left(\frac{50}{30}\right) \cdot L_x = 224.739 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$L_x := 135 \text{ cm} \quad L_y := 225 \text{ cm} \quad A := L_x \cdot L_y = 30375 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 0.222 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = 3.344 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{L_x}{6} = 22.5 \text{ cm} > e_x \text{ CUMPLE} \quad \frac{L_y}{6} = 37.5 \text{ cm} > e_y \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{L_x} + \frac{6 \cdot e_y}{L_y} \right) = 2.193 \text{ Kgf/cm}^2$$

$q_{\max} = 2.193 \gg q_a = 2$

El esfuerzo máximo es superior al admisible del suelo por lo que se debe incrementar el área de la zapata en la siguiente proporción:

$$pr := \frac{q_{\max}}{q_a} = 1.096$$

$$A := pr \cdot A = 33305.084 \text{ cm}^2$$

$$Lx := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{50}{30}\right)}} = 141.361 \quad Ly := \left(\frac{50}{30}\right) \cdot Lx = 235.602 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$Lx := 145 \text{ cm} \quad Ly := 240 \text{ cm} \quad A := Lx \cdot Ly = 34800 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$ex := \frac{My}{P} = 0.222 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mx}{P} = 3.344 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{Lx}{6} = 24.167 \text{ cm} > ex \text{ CUMPLE} \quad \frac{Ly}{6} = 40 \text{ cm} > ey \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.903 \text{ Kg/cm}^2$$

$q_{\max} = 1.903 \ll q_a = 2$

Analisis y Diseño (Cargas últimas)

Excentricidades de carga

$$ex := \frac{Muy}{Pu} = 0.247 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mux}{Pu} = 3.385 \text{ cm}$$

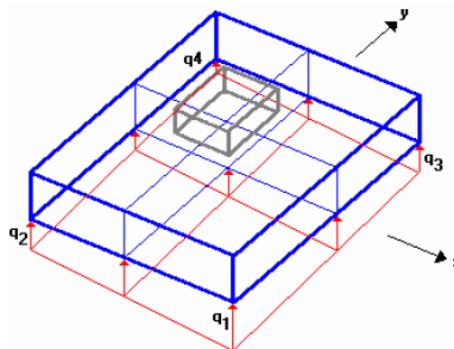
Calculo de esfuerzos del suelo bajo cargas últimas

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$



$$q_1 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.4064 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.3614 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q3 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly}\right) = 2.0344 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q4 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly}\right) = 1.9894 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño a Cortante

Diseño a Cortante Tipo Viga

Se asume una altura tentativa de 35 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior del hormigón hasta la capa de refuerzo de 8.2 cm en la dirección Y y 9.6 cm en la dirección X (se ha supuesto un recubrimiento mínimo de 7.5 cm para el acero, y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 14 mm).

$$dx := 25.4 \text{ cm} \quad dy := 26.8 \text{ cm} \quad \phi := 0.75$$

Secciones de la Columna

$$Ladox := 30 \quad Ladoy := 50$$

Dirección X

$$qmax := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx}\right) = 2.2204 \frac{kg}{cm^2}$$

$$qmin := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx}\right) = 2.175 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x := \frac{Lx}{qmax - qmin} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right) + dx\right)}{x} \xrightarrow{\text{solve}, x} 0.035003323613104367103$$

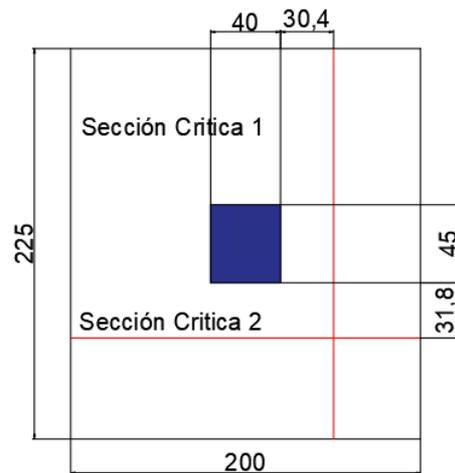
$$qmed := qmin + x = 2.21 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$Vu := \left(\frac{qmax + qmed}{2}\right) \cdot \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right) + dx\right)\right) \cdot Ly = 17067 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Ly \cdot dx} = 3.733 \frac{kg}{cm^2}$$



El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Dirección Y

$$q_{max} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.384 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.012 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y := \frac{L_y}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)}{y} \xrightarrow{\text{solve}, y} 0.2662662931633142865$$

$$q_{med} := q_{min} + y = 2.278 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$V_u := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(L_y - \left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)\right) \cdot L_x = 23052 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot L_x \cdot dy} = 7.909 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

Diseño a Cortante por Punzonamiento

Esfuerzo uniforme por punzonamiento

$$q := \frac{Pu}{A} = 2.198 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actua sobre la seccion critica es:

$$V_{up} := q \cdot (A - ((Ladox + dx) \cdot (Ladoy + dy))) = 67135.374 \text{ Kgf}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actua sobre la seccion es:

$$v_u := \frac{V_{up}}{\phi \cdot ((Ladox + dx + Ladox + dx) \cdot dx + (Ladoy + dy + Ladoy + dy) \cdot dy)} = 12.915 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es:

$$\beta := \frac{\max(Ladox, Ladoy)}{\min(Ladox, Ladoy)}$$

$$\alpha_s := 40 \quad b_o := 2 \cdot (Ladox + dx + Ladoy + dy) = 264.4 \text{ cm}$$

$$v_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 18.064 \frac{kg}{cm^2} \quad v_u \leq v_c \text{ O.K.}$$

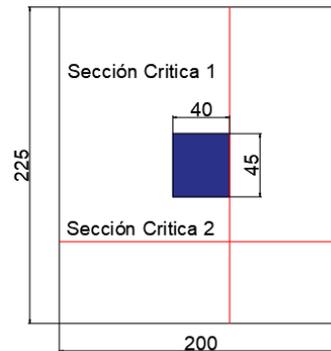
$$v_c := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot \min(dx, dy)}{b_o} + 2\right) = 24.439 \frac{kg}{cm^2}$$

El peralte de la zapata es aceptable para el funcionamiento

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la ilustración:

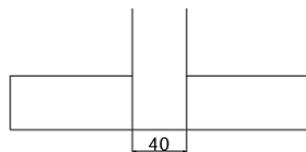
$$\phi := 0.9$$



Diseño a Flexión en la Dirección X

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd1 := q1 = 2.406 \frac{kg}{cm^2} \quad qi1 := \max(q2, q3) = 2.361 \frac{kg}{cm^2}$$



$$x1 := \frac{Lx}{qd1 - qi1} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right)\right)}{x1} \xrightarrow{\text{solve}, x1} 0.027128350895895706897$$

$$qint1 := qi1 + x1 = 2.389 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_x := \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right) \right)$$

$$Mux := \left(\frac{qint1 \cdot (dtrap_x)^2}{2} + \left(\frac{(qd1 - qint1) \cdot dtrap_x}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_x \right) \right) \cdot 100 = 396818.713$$

$$Mux = 396818.713 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección X para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$As = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Asx := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mux}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx^2}} \right)$$

$$Asx = 4.205 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{minx} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$As_{minx} := p_{minx} \cdot 100 \cdot dx = 8.467 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenida para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

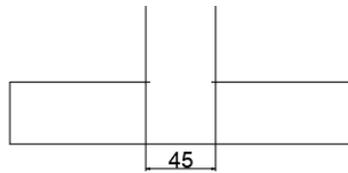
$$Asx := As_{minx} = 8.467 \text{ cm}^2 \quad Asx := Asx \cdot \left(\frac{(Ly - 15)}{100} \right) = 19.05 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 12 mm a lo largo del eje Y cada 14 cm, proporcionándose un armado de 19.21 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 17 varillas de 12 mm de diámetro orientadas en la dirección X, en un ancho de (240-15) cm.

Diseño a Flexión en la Dirección Y

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd2 := q1 = 2.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad qi2 := \max(q2, q3) = 2.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$q1 \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{int} \text{ kgf/cm}^2 \quad qd1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$y1 := \frac{Ly}{qd2 - qi2} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right)}{y1} \xrightarrow{\text{solve}, y1} 0.027160646551724154167$$

$$q_{int2} := qi2 + y1 = 2.389 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_y := \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right) \right)$$

$$Muy := \left(\frac{q_{int2} \cdot (dtrap_y)^2}{2} + \left(\frac{(qd2 - q_{int2}) \cdot dtrap_y}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_y \right) \right) \cdot 100 = 1083192.423$$

$$M_{uy} = 1083192.423 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección Y para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$A_s = \frac{0.85f'_c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{sy} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot 100 \cdot dy}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uy}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot 100 \cdot dy^2}} \right)$$

$$A_{sy} = 11.172 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{miny} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$A_{sminy} := A_{sy} = 11.172 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

$$A_{sy} := A_{sy} = 11.172 \text{ cm}^2 \quad A_{sy} := A_{sy} \cdot \left(\frac{(Lx - 15)}{100} \right) = 14.523 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje X cada 12 cm, proporcionándose un armado de 16.94 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 11 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección Y, en un ancho de (145-15) cm.

Diseño de Zapata Aislada

Cargas de Servicio

$$P := 63208.68 \text{ Kgf}$$

$$M_x := 227402.35 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M_y := 106984.61 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

Fz = 63208,68
Mx = 227402,35
My = 106984,61

(D +SD) + L

Cargas Ultimas

$$P_u := 81366.02 \text{ Kgf}$$

$$M_{ux} := 293350.92 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uy} := 135912.74 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

Fz = 81366,02
Mx = 293350,92
My = 135912,74

1.2(D +SD) + 1.6L

Datos

$$q_a := 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c := 240 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y := 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Predimensionamiento (Cargas de Servicio)

Se realizara el predimensionamiento con el Perfil Columna_Steel (300x300x10mm) que corresponde a la columna más cargada con respecto a las columnas que tienen dicha sección. Al tener una columna cuadrada, se considera la siguiente relación para las dimensiones de la zapata.

$$A := \frac{P}{q_a} = 31604.34 \text{ cm}^2 \quad L_x := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{40}{40}\right)}} = 177.776 \text{ cm}$$

$$L_y := \left(\frac{40}{40}\right) \cdot L_x = 177.776 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$L_x := 180 \text{ cm} \quad L_y := 180 \text{ cm} \quad A := L_x \cdot L_y = 32400 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 1.693 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = 3.598 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{L_x}{6} = 30 \text{ cm} > e_x \text{ CUMPLE} \quad \frac{L_y}{6} = 30 \text{ cm} > e_y \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{L_x} + \frac{6 \cdot e_y}{L_y} \right) = 2.295 \text{ Kgf/cm}^2$$

$q_{\max} = 2.295 \gg q_a = 2$

El esfuerzo máximo es superior al admisible del suelo por lo que se debe incrementar el área de la zapata en la siguiente proporción:

$$pr := \frac{q_{\max}}{q_a} = 1.147$$

$$A := pr \cdot A = 37177.456 \text{ cm}^2$$

$$Lx := \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{40}{40}\right)}} = 192.815 \quad Ly := \left(\frac{40}{40}\right) \cdot Lx = 192.815 \text{ cm}$$

Dimensiones Constructivas

$$Lx := 195 \text{ cm} \quad Ly := 195 \text{ cm} \quad A := Lx \cdot Ly = 38025 \text{ cm}^2$$

Calculo de excentricidades

$$ex := \frac{My}{P} = 1.693 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mx}{P} = 3.598 \text{ cm}$$

Verificación del tercio medio

$$\frac{Lx}{6} = 32.5 \text{ cm} > ex \text{ CUMPLE} \quad \frac{Ly}{6} = 32.5 \text{ cm} > ey \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo maximo en el suelo con carga axial y flexión de 2 dirección.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] \quad q_{\max} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.933 \text{ Kg/cm}^2$$

$q_{\max} = 1.933 \ll q_a = 2$

Analisis y Diseño (Cargas últimas)

Excentricidades de carga

$$ex := \frac{Muy}{Pu} = 1.67 \text{ cm} \quad ey := \frac{Mux}{Pu} = 3.605 \text{ cm}$$

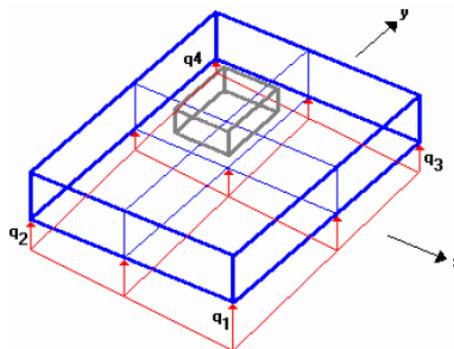
Calculo de esfuerzos del suelo bajo cargas últimas

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$



$$q_1 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.4872 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} + \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.2672 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q3 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 2.0124 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q4 := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} - \frac{6 \cdot ey}{Ly} \right) = 1.7924 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño a Cortante

Diseño a Cortante Tipo Viga

Se asume una altura tentativa de 40 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior del hormigón hasta la capa de refuerzo de 8.2 cm en la dirección Y y 9.6 cm en la dirección X (se ha supuesto un recubrimiento mínimo de 7.5 cm para el acero, y un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 14 mm).

$$dx := 30.4 \text{ cm} \quad dy := 31.8 \text{ cm} \quad \phi := 0.75$$

Secciones de la Columna

$$Ladox := 30 \quad Ladoy := 30$$

Dirección X

$$qmax := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 2.2498 \frac{kg}{cm^2}$$

$$qmin := \frac{Pu}{Lx \cdot Ly} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{Lx} \right) = 2.03 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x := \frac{Lx}{qmax - qmin} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right)}{x} \xrightarrow{\text{solve}, x} 0.16118892441311439$$

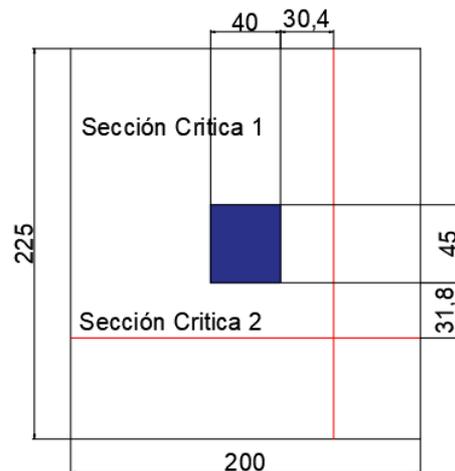
$$qmed := qmin + x = 2.191 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$Vu := \left(\frac{qmax + qmed}{2} \right) \cdot \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) + dx \right) \right) \cdot Ly = 22558 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$vu := \frac{Vu}{\phi \cdot Ly \cdot dx} = 5.074 \frac{kg}{cm^2}$$



El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la solicitación analizada.

Dirección Y

$$q_{max} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 2.377 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{L_x \cdot L_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_y}{L_y}\right) = 1.902 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y := \frac{L_y}{q_{max} - q_{min}} = \frac{\left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)}{y} \xrightarrow{\text{solve}, y} 0.351314913548778278$$

$$q_{med} := q_{min} + y = 2.254 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

$$V_u := \left(\frac{q_{max} + q_{med}}{2}\right) \cdot \left(L_y - \left(\left(\frac{L_y}{2}\right) + \left(\frac{L_{adoy}}{2}\right) + dy\right)\right) \cdot L_x = 22892 \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u := \frac{V_u}{\phi \cdot L_x \cdot d_y} = 4.922 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 8.211 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_c \quad O.K.$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la solicitación analizada.

Diseño a Cortante por Punzonamiento

Esfuerzo uniforme por punzonamiento

$$q := \frac{Pu}{A} = 2.14 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza cortante que actua sobre la seccion critica es:

$$V_{up} := q \cdot (A - ((Ladox + dx) \cdot (Ladoy + dy))) = 73378.733 \text{ Kgf}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actua sobre la seccion es:

$$v_u := \frac{V_{up}}{\phi \cdot ((Ladox + dx + Ladox + dx) \cdot dx + (Ladoy + dy + Ladoy + dy) \cdot dy)} = 12.869 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es:

$$\beta := \frac{\max(Ladox, Ladoy)}{\min(Ladox, Ladoy)}$$

$$\alpha_s := 40 \quad b_o := 2 \cdot (Ladox + dx + Ladoy + dy) = 244.4 \text{ cm}$$

$$v_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} = 16.421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 24.632 \frac{kg}{cm^2} \quad v_u \leq v_c \text{ O.K.}$$

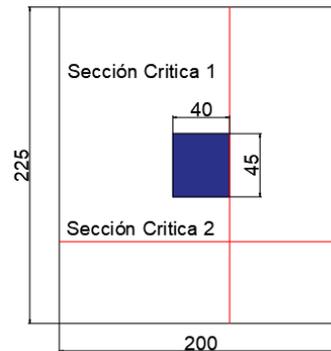
$$v_c := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot \min(dx, dy)}{b_o} + 2\right) = 29.177 \frac{kg}{cm^2}$$

El peralte de la zapata es aceptable para el funcionamiento

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna. Tal como se muestra en la ilustración:

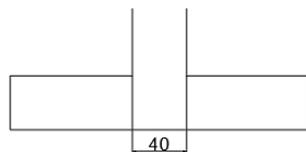
$$\phi := 0.9$$



Diseño a Flexión en la Dirección X

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd1 := q1 = 2.487 \frac{kg}{cm^2} \quad qi1 := \max(q2, q3) = 2.267 \frac{kg}{cm^2}$$



$$x1 := \frac{Lx}{qd1 - qi1} = \frac{\left(\left(\frac{Lx}{2}\right) + \left(\frac{Ladox}{2}\right)\right)}{x1} \xrightarrow{\text{solve}, x1} 0.12689820851277369231$$

$$qint1 := qi1 + x1 = 2.394 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento Flector en la zona critica para un ancho de diseño de 100 cm

$$dtrap_x := \left(Lx - \left(\left(\frac{Lx}{2} \right) + \left(\frac{Ladox}{2} \right) \right) \right)$$

$$Mux := \left(\frac{qint1 \cdot (dtrap_x)^2}{2} + \left(\frac{(qd1 - qint1) \cdot dtrap_x}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot dtrap_x \right) \right) \cdot 100 = 835854.162$$

$$Mux = 835854.162 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección X para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$As = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Asx := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mux}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot dx^2}} \right)$$

$$Asx = 7.462 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima de armado

$$p_{minx} := \frac{14}{fy} = 0.003$$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho es

$$As_{minx} := p_{minx} \cdot 100 \cdot dx = 10.133 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero mínima es mayor a la obtenida para resistir el momento flector, se toma el área de acero mínimo.

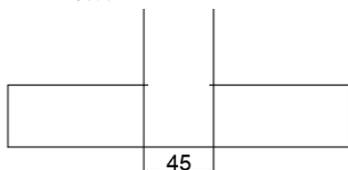
$$Asx := As_{minx} = 10.133 \text{ cm}^2 \quad Asx := Asx \cdot \left(\frac{(Ly - 15)}{100} \right) = 18.24 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje Y cada 15 cm, proporcionándose un armado de 18.48 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 12 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección X, en un ancho de (195-15) cm.

Diseño a Flexión en la Dirección Y

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo.

$$qd2 := q1 = 2.487 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad qi2 := \max(q2, q3) = 2.267 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$y1 := \frac{Ly}{qd2 - qi2} = \frac{\left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right)}{y1} \xrightarrow{\text{solve, } y1} 0.12689820851277369231$$

$$q_{int2} := qi2 + y1 = 2.394 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento Flector en la zona crítica para un ancho de diseño de 100 cm

$$d_{trap_y} := \left(Ly - \left(\left(\frac{Ly}{2} \right) + \left(\frac{Ladoy}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_{uy} := \left(\frac{q_{int2} \cdot (d_{trap_y})^2}{2} + \left(\frac{(qd2 - q_{int2}) \cdot d_{trap_y}}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot d_{trap_y} \right) \right) \cdot 100 = 835854.162$$

$$M_{uy} = 835854.162 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Acero requerido en la dirección Y para resistir el Momento Ultimo en 100cm de ancho

$$A_s = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{sy} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 100 \cdot d_y}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uy}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot 100 \cdot d_y^2}} \right)$$

$$A_{sy} = 7.118 \text{ cm}^2$$

Cuantia minima de armado

$$p_{miny} := \frac{14}{f_y} = 0.003$$

La seccion minima de armado para 100 cm de ancho es

$$A_{sminy} := p_{miny} \cdot 100 \cdot d_y = 10.6 \quad \text{Área de acero por cada metro lineal}$$

Dado que el área de acero minima es mayor a la obtenido para resistir el momento flector, se toma el área de acero minimo.

$$A_{sy} := A_{sminy} = 10.6 \text{ cm}^2 \quad A_{sy} := A_{sy} \cdot \left(\frac{(Lx - 15)}{100} \right) = 19.08 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm a lo largo del eje X cada 14 cm, proporcionándose un armado de 20.02 cm² para el total de la longitud, lo que es equivalente a colocar 13 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección Y, en un ancho de (195-15) cm.

Presupuesto en Hormigón Armado						
Tabla de Descripción de Rubros, Unidades, Cantidades y Precios						
Item	No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Global
	1	OBRAS PRELIMINARES				
1	1.1	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m2	279.38	1.36	380.17
2	1.2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRAFICO	m2	216.13	2.20	476.04
	2	EXCAVACIÓN Y RASANTEO				
3	2.1	EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL	m3	149.96	5.91	886.05
	3	RELLENO				
4	3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	58.92	18.80	1107.99
	4	DESALOJO DE MATERIAL				
5	4.1	DESALOJO CON CARGADO MANUAL	m3	139.55	5.46	762.00
	5	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN				
6	5.1	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 kg/cm2	kg	19871.23	3.46	68734.57
7	5.2	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO	m3	5.33	124.10	661.04
8	5.3	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO	m3	12.43	182.36	2266.69
9	5.4	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBIERTA SIN ENCOFRADO	m3	63.92	161.82	10343.42
10	5.5	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	21.31	166.92	3556.42
11	5.6	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA COLUMNAS SIN ENCOFRADO	m3	24.41	192.82	4706.67
12	5.7	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA VIGAS Y VIGAS DE CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	39.43	192.87	7604.67
	6	ENCOFRADO DE MADERA				
13	6.1	ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES	m2	40.56	14.06	570.19
14	6.2	ENCOFRADO PARA CONTRAPISO	m2	3.98	14.40	57.24
15	6.3	ENCOFRADO PARA ENTREPISO/CUBIERTA	m2	603.46	34.07	20557.50
16	6.4	ENCOFRADO PARA COLUMNAS Y VIGAS	m2	647.74	29.30	18979.10
	7	ALIVIANAMIENTOS				
17	7.1	CASETONES DE 40x40x20cm (Espuma Flex)	u	1498.00	2.31	3462.18
	8	MALLA ELECTROSOLDADA				
18	8.1	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-84 (LOSA N+3.24, N+6.48 y N+9.72)	m2	548.54	2.03	1113.10
19	8.2	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-126 (LOSA N+0.00)	m2	200.83	2.94	590.68
TOTAL						\$ 146,815.73

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		1.1				
Detalle:		LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO			Rendimiento:	0.13
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO					0.054
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M=	0.054
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	2.00	4.05	8.100	0.133333	1.080000
SubTotal : Mano de Obra					N=	1.08
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.134
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD		COSTO C=A*B
SubTotal : Materiales:					O =	-
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD		COSTO C=A*B
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.13
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.23
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	1.36
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO - (Dólares) =	1.36

Cantidad de Obra		
Area de Limpieza	279.375	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2	
Rubro:	1.2			Rendimiento:	0.10	
Detalle:	REPLANTEO Y NIVELACION CON EQUIPO TOPOGRAFICO					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O					0.06
105001	Equipo de Precision	1.00	4.000	4.000	0.100000	0.400
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.456
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.100000	0.040000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.100000	0.200000
203001	Cadenero (Est. Ocu. D2)	1.00	4.10	4.100	0.100000	0.410000
203002	Topografo	1.00	4.55	4.550	0.100000	0.460000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.11
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.566
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.01	2.960	0.020	
309001	Tiras de Madera 2x2x250 cm	u	0.250	1.000	0.250	
SubTotal : Materiales:					O =	0.27
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.84
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =						20% 0.37
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						2.20
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA. VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.20

Cantidad de Obra		
Area de Replanteo	216.125	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		2.1				
Detalle:		EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL			Rendimiento:	0.13
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.133333	0.04
113001	Retroexcavadora	1.00	30.000	30.000	0.133333	4.000
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	4.044
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
204006	Operador de Retroexcavadora	1.00	4.55	4.550	0.133333	0.610000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.133333	0.270000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.88
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	4.924
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Materiales:					O =	0.00
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						4.92
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.98
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	5.91
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						5.91

Cantidad de Obra		
Excavación para Losa N+0.00	63.1331	m3
Excavación para Zapata Z1	66.015	m3
Excavación para Zapata Z2	20.80695	m3
Total de Excavación	149.95505	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		3.1				
Detalle:		RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO			Rendimiento:	0.60
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O					0.21
114001	Plancha Vibroapisonadora	1.00	6.260	6.260	0.600000	3.760
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	3.970
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.600000	1.220000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.600000	0.520000
204003	Operado Equipo Liviano	1.00	4.10	4.100	0.600000	2.460000
SubTotal : Mano de Obra					N =	4.20
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	8.170
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
317001	Cascajo fino (relleno)	m3	1.000	7.500	7.500	
SubTotal : Materiales:					O =	7.50
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						15.67
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	3.13
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	18.80
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						18.80

Cantidad de Obra		
Relleno para Losa N+0.00	42.94335	m3
Relleno para Zapata Z1	12.15	m3
Relleno para Zapata Z2	3.8295	m3
Total de Relleno	58.92285	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		4.1				
Detalle:		DESALOJO CON CARGADO MANUAL			Rendimiento:	0.11
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O					0.08
108001	Alquiler de Volqueta	1.00	25.000	25.000	0.114286	2.860
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	2.941
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
204001	Chofer: Volquetas (Estr.Oc.C1)	1.00	5.95	5.950	0.114286	0.680000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	2.00	4.05	8.100	0.114286	0.930000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.61
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	4.551
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Materiales:					O =	0.00
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						4.55
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.91
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	5.46
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						5.46

Cantidad de Obra		
Desalojo para Losa N+0.00	63.1331	m3
Desalojo para Zapata Z1	33.615	m3
Desalojo para Zapata Z2	10.59495	m3
Total de Desalojo	107.34305	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	kg
Rubro:		5.1			Rendimiento:	0.05
Detalle:		ACERO DE REFUERZO Fy= 4200 kg/cm2				
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.050000	0.023
115001	Cizalla/ Cortadora	0.80	1.100	0.880	0.050000	0.040
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.063
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.050000	0.040000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	1.00	4.05	4.050	0.050000	0.200000
206001	Fierrero	1.00	4.10	4.100	0.050000	0.210000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.45
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.513
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
316001	Alambre Galvanizado No.18	kg	0.050	3.350	0.170	
301001	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	kg	1.000	2.200	2.200	
SubTotal : Materiales:					O =	2.37
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
	#NA				-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						2.88
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.58
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	3.46
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						3.46

Cantidad de Obra (Acero de Refuerzo)		
Zapatas Z1 y Z2	897.375	kg
Vigas de cimentación	1026.195	kg
Columnas	5312.684	kg
Vigas	9348.106	kg
Losas de entrepiso y cubierta	3286.865	kg
Total	19871.225	kg

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.2				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE Fc = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO			Rendimiento:	0.80
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.800000	1.01
103001	Concreteira 1 saco	1.00	3.010	3.010	0.800000	2.410
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	3.421
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	4.00	4.05	16.200	0.800000	12.960000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	0.800000	6.560000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.800000	0.690000
SubTotal : Mano de Obra					N =	20.21
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	23.631
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.240	1.03	0.250	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	6.180	8.00	49.440	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	79.79
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						103.42
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	20.68
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	124.10
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						124.10

Cantidad de Obra		
Excavación para Zapata Z1	4.05	m3
Excavación para Zapata Z2	1.2765	m3
Total	5.3265	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3	
Rubro:	5.3					
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE F _c = 240 kg/cm ² PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO			Rendimiento:	1.00	
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	1.000000	2.48
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	9.594
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	8.00	4.05	32.400	1.000000	32.400000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	4.00	4.10	16.400	1.000000	16.400000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	49.67
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	59.264
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						151.96
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	30.39
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	182.36
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						VALOR OFERTADO - (Dólares) =
						182.36

Cantidad de Obra		
Contrapiso	12.43	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.4				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBIERTA SIN ENCOFRADO			Rendimiento:	1.00
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	1.000000	1.67
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	8.779
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	6.00	4.05	24.300	1.000000	24.300000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	1.000000	8.200000
201002	Maestro mayor de ejecución de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	33.37
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	42.149
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						134.85
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	26.97
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	161.82
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						161.82

Cantidad de Obra		
Total	63.92	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3	
Rubro:	5.5					
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA CIMENTACION SIN ENCOFRADO			Rendimiento:	1.00	
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	1.000000	1.87
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
103001	Concretera 1 sacco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	8.981
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	7.00	4.05	28.350	1.000000	28.350000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	1.000000	8.200000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	37.42
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	46.401
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						139.10
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	27.82
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	166.92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						166.92

Cantidad de Obra		
Zapata Z1	16.2	m3
Zapata Z2	5.106	m3
Total	21.306	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad:	m3	
Rubro:	5.4			Rendimiento:	1.00	
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA COLUMNAS SIN ENCOFRADO					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	1.000000	2.89
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
102001	Andamio	0.80	0.200	0.160	1.000000	0.160
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	10.161
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	9.00	4.05	36.450	1.000000	36.450000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	5.00	4.10	20.500	1.000000	20.500000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	57.82
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	67.981
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						160.68
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	32.14
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	192.82
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						192.82

Cantidad de Obra		
Columna (40*60)	7.86	m3
Columna (45*45)	16.55	m3
Total	24.41	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.4				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA VIGAS Y VIGAS DE CIMENTACION SIN ENCOFRADO			Rendimiento:	1.00
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	1.000000	2.89
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
102001	Andamio	1.00	0.200	0.200	1.000000	0.200
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	10.201
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	9.00	4.05	36.450	1.000000	36.450000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	5.00	4.10	20.500	1.000000	20.500000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	57.82
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	68.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						160.72
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	32.14
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	192.87
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						192.87

Cantidad de Obra		
Vigas en Y	13.34	m3
Vigas en X	14.7	m3
Viga de Volado y borde	2.8	m3
Vigas de Volado2	0.22	m3
Vigas de cimentacion	7.86	m3
Vigas de Grada	0.51	m3
Total	39.43	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2	
Rubro:	6.1			Rendimiento:	0.20	
Detalle:	ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.200000	0.085
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.085
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.08	4.33	0.325	0.200000	0.060000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.200000	0.410000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	1.50	4.10	6.150	0.200000	1.230000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.70
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.785
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	0.650	2.200	1.430	
309003	Puntales	m	0.250	0.500	0.130	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	2.000	4.000	8.000	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.125	2.960	0.370	
SubTotal : Materiales:					O =	9.93
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						11.72
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	2.34
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	14.06
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						VALOR OFERTADO - (Dólares) = 14.06

Cantidades de Obra		
Zapata z1	9.96	m2
Zapata z2	30.6	m2
Total	40.56	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2	
Rubro:	6.2			Rendimiento:	0.20	
Detalle:	ENCOFRADO PARA CONTRAPISO					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.200000	0.087
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.087
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.200000	0.090000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.200000	0.410000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	1.50	4.10	6.150	0.200000	1.230000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.73
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.817
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	0.650	2.200	1.430	
309003	Puntales	m	0.750	0.500	0.380	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	2.000	4.000	8.000	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.125	2.960	0.370	
SubTotal : Materiales:					O =	10.18
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						12.00
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	2.40
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	14.40
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						14.40

Cantidades de Obra		
Losa de contrapiso	3.976	m2
Total	3.976	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.3			Rendimiento:	0.25
Detalle:		ENCOFRADO PARA ENTREPISO/CUBIERTA				
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.250000	0.149
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.149
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.15	4.33	0.650	0.250000	0.160000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.75	4.05	3.038	0.250000	0.760000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	2.00	4.10	8.200	0.250000	2.050000
SubTotal : Mano de Obra					N =	2.97
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	3.119
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	2.000	2.200	4.400	
309003	Puntales	m	1.000	0.500	0.500	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	5.000	4.000	20.000	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.125	2.960	0.370	
SubTotal : Materiales:					O =	25.27
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
						-
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						28.39
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	5.68
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	34.07
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						34.07

Cantidades de Obra		
Losa de entrepiso y cubierta	603.4575	m2
Total	603.4575	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.4				
Detalle:		ENCOFRADO PARA COLUMNAS Y VIGAS			Rendimiento:	0.25
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
102001	Andamio	1.00	0.200	0.200	0.250000	0.113
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.250000	0.144
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.257
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.250000	0.110000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.250000	0.510000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	2.20	4.10	9.020	0.250000	2.260000
SubTotal : Mano de Obra					N =	2.88
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	3.137
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	1.500	2.200	3.300	
309003	Puntales	m	1.000	0.500	0.500	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	4.000	4.000	16.000	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.500	2.960	1.480	
SubTotal : Materiales:					O =	21.28
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						24.42
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	4.88
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	29.30
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						29.30

Cantidades de Obra		
Columna C1	65.4	m2
Columna C2	155.822	m2
Vigas de Cimentacion Y	38	m2
Vigas de Cimentacion X	40.2	m2
Vigas Y	132.66	m2
Vigas X	128.16	m2
Vigas de Volado	7.92	m2
Vigas de Borde	79.58	m2
Total	647.742	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	u
Rubro:		7.1				
Detalle:		CASETONES DE 40x40x20cm (Espuma Flex)			Rendimiento:	0.0833
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.083333	0.006
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.006
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Máestro mayor de ejecución de obra (estr.oc c1)	0.05	4.33	0.217	0.083333	0.020000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.10	4.05	0.405	0.083333	0.030000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.20	4.10	0.820	0.083333	0.070000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.12
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.126
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
318001	Piola	m	1.600	0.009	0.010	
319001	Casetones	u	1.000	1.750	1.750	
312001	Clavos de acero 2-4"	kg	0.014	2.960	0.040	
SubTotal : Materiales:					O =	1.80
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.93
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.39
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	2.31
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.31

Cantidad de Obra		
Casetones	1498	u

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2	
Rubro:	8.1			Rendimiento:	0.0333	
Detalle:	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-84 (LOSA N+3.24, N+6.48 y N+9.72)			Rendimiento:	0.0333	
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.033333	0.001
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.001
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.01	4.33	0.043	0.033333	-
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.05	4.05	0.203	0.033333	0.010000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.10	4.10	0.410	0.033333	0.010000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.02
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
320001	Malla Electrosolada Armex R-84	m2	1.000	1.670	1.670	
SubTotal : Materiales:					O =	1.67
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.69
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.34
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	2.03
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.03

Cantidad de Obra		
Area	548.543	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		8.2				
Detalle:		MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-126 (LOSA N+0.00)			Rendimiento:	0.0333
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.033333	0.001
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.001
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.01	4.33	0.043	0.033333	-
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.05	4.05	0.203	0.033333	0.010000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.10	4.10	0.410	0.033333	0.010000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.02
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
321001	Malla Electrosolada Armex R-126	m2	1.000	2.430	2.430	
SubTotal : Materiales:					O =	2.43
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
						-
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						2.45
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.49
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	2.94
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.94

Cantidad de Obra		
Area	200.83	m2

Presupuesto en Acero						
Tabla de Descripción de Rubros, Unidades, Cantidades y Precios						
Item	No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Global
	1	OBRAS PRELIMINARES				
1	1.1	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m2	279.38	1.36	380.17
2	1.2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRAFICO	m2	216.13	2.20	476.04
	2	EXCAVACIÓN Y RASANTEO				
3	2.1	EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL	m3	122.49	5.91	723.78
	3	RELLENO				
4	3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	54.11	18.80	1017.40
	4	DESALOJO DE MATERIAL				
5	4.1	DESALOJO CON CARGADO MANUAL	m3	112.76	5.46	615.71
	5	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN / ACERO				
6	5.1	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 kg/cm2	kg	2692.50	3.46	9313.36
7	5.2	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO	m3	3.72	124.10	461.76
8	5.3	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO	m3	12.43	182.36	2266.69
9	5.4	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBIERTA SIN ENCOFRADO	m3	43.47	162.06	7044.23
10	5.5	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	13.62	166.92	2273.47
11	5.6	PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL A36 (INCLUYE MONTAJE)	m3	26209.55	6.05	158515.34
12	5.7	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	23.18	192.87	4470.62
	6	ENCOFRADO DE MADERA				
13	6.1	ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES	m2	30.89	14.06	434.18
14	6.2	ENCOFRADO PARA CONTRAPISO	m2	3.98	14.40	57.24
15	6.4	ENCOFRADO PARA VIGAS DE CIMENTACION	m2	78.20	29.30	2291.29
	7	PLACA COLABORANTE				
16	7.1	PLACA COLABORANTE (STEEL DECK)	m2	511.38	14.33	7326.81
	8	MALLA ELECTROSOLDADA				
17	8.1	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-84 (LOSA N+3.24, N+6.48 y N+9.72)	m2	511.38	2.03	1037.69
18	8.2	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-126 (LOSA N+0.00)	m2	200.83	2.94	590.68
TOTAL						\$ 199,296.46

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		1.1			Rendimiento:	0.13
Detalle:		LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO				
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO					0.054
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.054
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	2.00	4.05	8.100	0.133333	1.080000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.08
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.134
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Materiales:					O =	-
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.13
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = 20%						0.23
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						1.36
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA. VALOR OFERTADO - (Dólares) =						1.36

Cantidad de Obra		
Area de Limpieza	279.375	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		1.2			Rendimiento:	0.10
Detalle:		REPLANTEO Y NIVELACION CON EQUIPO TOPOGRAFICO				
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O					0.06
105001	Equipo de Precision	1.00	4.000	4.000	0.100000	0.400
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M=	0.456
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.100000	0.040000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.100000	0.200000
203001	Cadenero (Est. Ocu. D2)	1.00	4.10	4.100	0.100000	0.410000
203002	Topografo	1.00	4.55	4.550	0.100000	0.460000
SubTotal : Mano de Obra					N=	1.11
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.566
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
312001	Clavos de acero 2-4" Adelca	kg	0.01	2.960	0.020	
309001	Tiras de Madera 2x2x250 cm	u	0.250	1.000	0.250	
SubTotal : Materiales:					O=	0.27
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P=	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.84
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =						20% 0.37
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						- 2.20
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						VALOR OFERTADO - (Dólares) = 2.20

Cantidad de Obra		
Area de Replanteo y Nivelación	216.125	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		2.1				
Detalle:		EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL			Rendimiento:	0.13
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% WO	1.00	0.400	0.400	0.133333	0.04
113001	Retroexcavadora	1.00	30.000	30.000	0.133333	4.000
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	4.044
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
204006	Operador de Retroexcavadora	1.00	4.55	4.550	0.133333	0.610000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.133333	0.270000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.88
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	4.924
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Materiales:					O =	0.00
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						4.92
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.98
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	5.91
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						5.91

Cantidad de Obra		
Excavación para Losa N+0.00	63.1331	m3
Excavación para Zapata Z1	18.594225	m3
Excavación para Zapata Z2	16.4952	m3
Excavación para Zapata Z3	24.2688	m3
Total de Excavación	122.491325	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		3.1				
Detalle:		RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO			Rendimiento:	0.60
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O					0.21
114001	Plancha Vibroapisonadora	1.00	6.260	6.260	0.600000	3.760
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	3.970
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.600000	1.220000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.600000	0.520000
204003	Operado Equipo Liviano	1.00	4.10	4.100	0.600000	2.460000
SubTotal : Mano de Obra					N =	4.20
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	8.170
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
317001	Cascajo fino (relleno)	m3	1.000	7.500	7.500	
SubTotal : Materiales:					O =	7.50
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						15.67
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	3.13
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	18.80
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						18.80

Cantidad de Obra		
Relleno para Losa N+0.00	42.94335	m3
Relleno para Zapata Z1	3.42225	m3
Relleno para Zapata Z2	3.132	m3
Relleno para Zapata Z3	4.608	m3
Total de Relleno	54.1056	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		4.1				
Detalle:		DESALOJO CON CARGADO MANUAL			Rendimiento:	0.11
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO					0.08
108001	Alquiler de Volqueta	1.00	25.000	25.000	0.114286	2.860
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	2.941
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
204001	Chofer: Volquetas (Estr.Oc.C1)	1.00	5.95	5.950	0.114286	0.680000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	2.00	4.05	8.100	0.114286	0.930000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.61
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	4.551
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Materiales:					O =	0.00
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						4.55
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = 20%						0.91
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						5.46
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						5.46

Cantidad de Obra		
Desalojo para Losa N+0.00	63.1331	m3
Desalojo para Zapata Z1	9.468225	m3
Desalojo para Zapata Z2	8.1432	m3
Desalojo para Zapata Z2	5.9904	m3
Total de Desalojo	86.734925	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	kg	
Rubro:	5.1					
Detalle:	ACERO DE REFUERZO Fy= 4200 kg/cm2			Rendimiento:	0.05	
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.050000	0.023
115001	Cizalla/ Cortadora	0.80	1.100	0.880	0.050000	0.040
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.063
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.050000	0.040000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	1.00	4.05	4.050	0.050000	0.200000
206001	Fierro	1.00	4.10	4.100	0.050000	0.210000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.45
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.513
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
316001	Alambre Galvanizado No.18	kg	0.050	3.350	0.170	
301001	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	kg	1.000	2.200	2.200	
SubTotal : Materiales:					O =	2.37
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
	#/NA				-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						2.88
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.58
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	3.46
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						3.46

Cantidad de Obra (Acero de Refuerzo)		
Zapatas Z1	201.639	kg
Zapatas Z2	177.179	kg
Zapatas Z3	240.752	kg
Vigas de cimentación	1026.195	kg
Pedestales	1046.735	kg
Total	2692.5	kg

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.2				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE Fc = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO			Rendimiento:	0.80
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.800000	1.01
103001	Concreteira 1 saco	1.00	3.010	3.010	0.800000	2.410
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	3.421
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	4.00	4.05	16.200	0.800000	12.960000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	0.800000	6.560000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	0.800000	0.690000
SubTotal : Mano de Obra					N =	20.21
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	23.631
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.240	1.03	0.250	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	6.180	8.00	49.440	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	79.79
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						103.42
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	20.68
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	124.10
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO - (Dólares) =	124.10

Cantidad de Obra		
Replanteo para Zapata Z1	1.14075	m3
Replanteo para Zapata Z2	1.044	m3
Replanteo para Zapata Z3	1.536	m3
Total de Replanteo	3.72075	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3	
Rubro:	5.3					
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO			Rendimiento:	1.00	
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	1.000000	2.48
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	9.594
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	8.00	4.05	32.400	1.000000	32.400000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	4.00	4.10	16.400	1.000000	16.400000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	49.67
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	59.264
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						151.96
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	30.39
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	182.36
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO - (Dólares) =	182.36

Cantidad de Obra		
Contrapiso	12.43	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.4			Rendimiento:	1.00
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBIERTA SIN ENCOFRADO				
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	1.000000	1.67
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
102001	Andamio	1.00	0.200	0.200	1.000000	0.200
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	8.979
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	6.00	4.05	24.300	1.000000	24.300000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	1.000000	8.200000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N =	33.37
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	42.349
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						135.05
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	27.01
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	162.06
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						162.06

Cantidad de Obra		
Total	43.4673	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m3	
Rubro:	5.5			Rendimiento:	1.00	
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 240 kg/cm2 PARA CIMENTACION SIN ENCOFRADO					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	1.000000	1.87
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
103001	Concreteira 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :				M =	8.981	
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	7.00	4.05	28.350	1.000000	28.350000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	2.00	4.10	8.200	1.000000	8.200000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra				N =	37.42	
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :				(M + N) =	46.401	
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:				O =	92.70	
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:				P =	-	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						139.10
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	27.82
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	166.92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						VALOR OFERTADO - (Dólares) = 166.92

Cantidad de Obra		
Z1 (1.95x1.95x0.40)	4.56	m3
Z2 (1.45x2.40x0.35)	3.66	m3
Z3 (1.60x1.60x0.35)	5.4	m3
Total	13.62	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	kg
Rubro:		5.4				
Detalle:		PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL A36 (INCLUYE MONTAJE)			Rendimiento:	0.01
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.008333	-
102001	Andamio	0.02	0.200	0.004	0.008333	-
101001	Amoladora electrica	0.01	1.200	0.012	0.008333	-
117001	Soldadora electrica	0.045	1.980	0.089	0.008333	-
118001	Grua Mvivil	0.004	35.000	0.123	0.008333	-
119001	Equipo de Protección industrial	1.00	0.100	0.100	0.008333	-
120001	Equipo de protección en altura	0.50	0.100	0.050	0.008333	-
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	-
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.02	4.05	0.081	0.008333	-
207001	Maestro soldador especializado (En Construcción- Estr. Oc.C1)	0.05	4.55	0.228	0.008333	-
208001	Operador de Equipo Pesado (Grua)	0.004	4.55	0.016	0.008333	-
209001	Ayudante de maquinaria	0.004	4.16	0.015	0.008333	-
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.005	4.33	0.022	0.008333	-
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.00
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	-
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
322001	Disco de Corte	u	0.010	7.73	0.080	
323001	Thinner Comercial	Gal	0.050	15.00	0.750	
324001	Anticorrosivo	Gal	0.050	20.45	1.020	
325001	Electrodo 70:18	kg	0.045	8.57	0.390	
326001	Perfiles de Acero	kg	1.000	2.80	2.800	
SubTotal : Materiales:					O =	5.04
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						5.04
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	1.01
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						6.05
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						6.05

Cantidad de Obra de Vigas		
Perfiles X,Y (400x150mm)	9732.822	kg
Perfiles Y (450x150mm)	627.924	kg
Perfiles X (400x200mm)	313.962	kg
Vigueta (250x150mm)	9418.86	kg
Vigueta2 (120x60mm)	824.15025	kg
Perfil Volado (200x100mm)	111.45651	kg
Perfil borde sup (250x150mm)	2982.639	kg
Perfil borde lat (250x150mm)	2197.734	kg
Total	26209.54776	kg

Cantidad de Obra de Columnas		
SteelC (300x600x22mm)	8712.4455	kg
SteelC (400x400x20mm)	7064.145	kg
SteelC (300x300x20mm)	9261.879	kg
Total	25038.4695	kg

Total	51248.01726	kg
--------------	--------------------	-----------

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea				Fecha:	junio-23
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda				Unidad	m3
Rubro:	5.4					
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION SIN ENCOFRADO				Rendimiento:	1.00
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	1.000000	2.89
116001	Vibrador de manguera	1.00	4.100	4.100	1.000000	4.100
102001	Andamio	1.00	0.200	0.200	1.000000	0.200
103001	Concretera 1 saco	1.00	3.010	3.010	1.000000	3.010
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M=	10.201
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201003	Peon en general (estr.oc e2)	9.00	4.05	36.450	1.000000	36.450000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	5.00	4.10	20.500	1.000000	20.500000
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.20	4.33	0.866	1.000000	0.870000
SubTotal : Mano de Obra					N=	57.82
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	68.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
302001	Agua	m3	0.190	1.03	0.200	
303001	Arena	m3	0.650	20.00	13.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.800	8.00	62.400	
308001	Ripio	m3	0.950	18.00	17.100	
SubTotal : Materiales:					O =	92.70
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
						-
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						160.72
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	32.14
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	192.87
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						VALOR OFERTADO - (Dólares) = 192.87

Cantidad de Obra		
Vigas en Y	23.18	m3
Total	23.18	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.1				
Detalle:		ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES			Rendimiento:	0.20
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.200000	0.085
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.085
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.08	4.33	0.325	0.200000	0.060000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.200000	0.410000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	1.50	4.10	6.150	0.200000	1.230000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.70
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.785
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	0.650	2.200	1.430	
309003	Puntales	m	0.250	0.500	0.130	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	2.000	4.000	8.000	
312001	Clavos de acero 2-4" Adelca	kg	0.125	2.960	0.370	
SubTotal : Materiales:					O =	9.93
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						11.72
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	2.34
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	14.06
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						14.06

Cantidades de Obra		
Encofrado en Zapata Z1	9.36	m2
Encofrado en Zapata Z2	8.085	m2
Encofrado en Zapata Z3	13.44	m2
Total	30.885	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.2				
Detalle:		ENCOFRADO PARA CONTRAPISO			Rendimiento:	0.20
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% WO	1.00	0.400	0.400	0.200000	0.087
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.087
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.200000	0.090000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.200000	0.410000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	1.50	4.10	6.150	0.200000	1.230000
SubTotal : Mano de Obra					N =	1.73
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	1.817
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	0.650	2.200	1.430	
309003	Puntales	m	0.750	0.500	0.380	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	2.000	4.000	8.000	
312001	Clavos de acero 2-4" Adelca	kg	0.125	2.960	0.370	
SubTotal : Materiales:					O =	10.18
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						12.00
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	2.40
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	14.40
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO - (Dólares) =	14.40

Cantidades de Obra		
Losa de contrapiso	3.976	m2
Total	3.976	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.4				
Detalle:		ENCOFRADO PARA VIGAS DE CIMENTACION			Rendimiento:	0.25
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
102001	Andamio	1.00	0.200	0.200	0.250000	0.113
106001	Herramienta menor 5% WO	1.00	0.400	0.400	0.250000	0.144
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.257
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.10	4.33	0.433	0.250000	0.110000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.50	4.05	2.025	0.250000	0.510000
205001	Encofrador o carpintero de ribera	2.20	4.10	9.020	0.250000	2.260000
SubTotal : Mano de Obra					N =	2.88
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	3.137
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309002	Tiras de Madera 300x5x5 cm	u	1.500	2.200	3.300	
309003	Puntales	m	1.000	0.500	0.500	
311001	Tabla de encofrado preparada	u	4.000	4.000	16.000	
312001	Clavos de acero 2-4" Adelca	kg	0.500	2.960	1.480	
SubTotal : Materiales:					O =	21.28
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						24.42
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	4.88
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	29.30
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						29.30

Cantidades de Obra		
Vigas de Cimentacion Y	38	m2
Vigas de Cimentacion X	40.2	m2
Total	78.2	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2	
Rubro:	7.1			Rendimiento:	0.3200	
Detalle:	PLACA COLABORANTE (STEEL DECK)					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.320000	0.134
101001	Amoladora electrica	0.40	1.200	0.480	0.320000	0.154
119001	Equipo de Protección industrial	1.00	0.100	0.100	0.320000	0.032
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M=	0.320
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.05	4.33	0.217	0.320000	0.070000
201003	Peon en general (estr.oc e2)	1.00	4.05	4.050	0.320000	1.300000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	1.00	4.10	4.100	0.320000	1.310000
SubTotal : Mano de Obra					N=	2.68
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	3.000
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
309003	Puntales	m	0.150	1.750	0.260	
327001	Placa Colaborante e=65mm	m2	1.050	8.270	8.680	
SubTotal : Materiales:					O =	8.94
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
					-	
SubTotal : Transporte:					P=	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						11.94
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	2.39
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	14.33
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA. VALOR OFERTADO - (Dólares) =						14.33

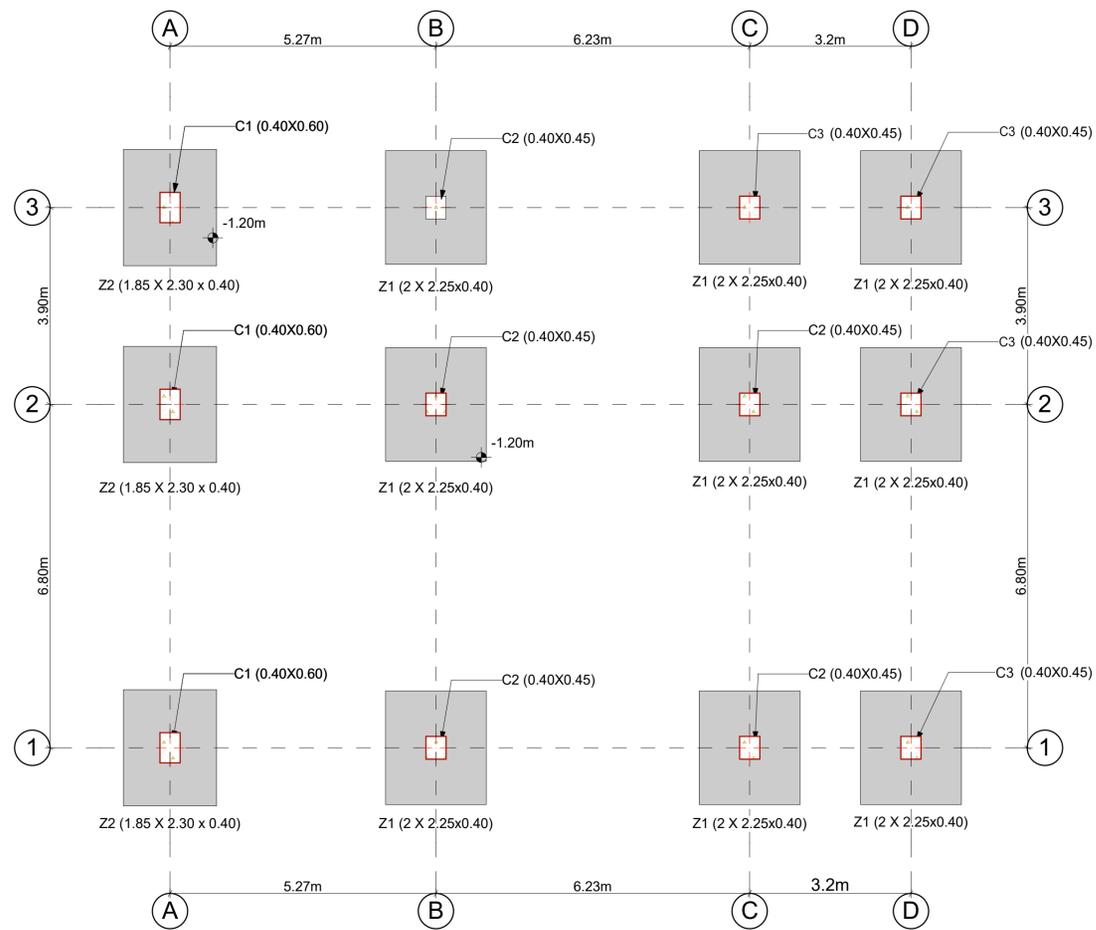
Cantidad de Obra		
Placa Colaborante	511.38	u

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:	Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23	
Proyecto:	Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad:	m2	
Rubro:	8.1			Rendimiento:	0.0333	
Detalle:	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-84 (LOSA N+3.24, N+6.48 y N+9.72)					
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% MO	1.00	0.400	0.400	0.033333	0.001
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M =	0.001
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.01	4.33	0.043	0.033333	-
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.05	4.05	0.203	0.033333	0.010000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.10	4.10	0.410	0.033333	0.010000
SubTotal : Mano de Obra					N =	0.02
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B	
320001	Malla Electro soldada Armex R-84	m2	1.000	1.670	1.670	
SubTotal : Materiales:					O =	1.67
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD	COSTO C=A*B	
						-
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						1.69
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20%	0.34
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					-	2.03
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.03

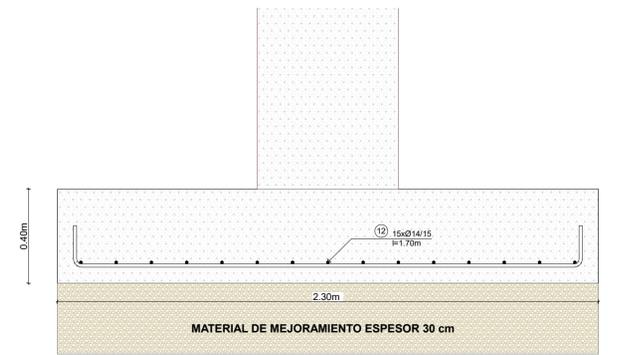
Cantidad de Obra		
Malla Electro soldada	511.38	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de Ofertante:		Santiago Pardo - Christian Tenemea			Fecha:	junio-23
Proyecto:		Edificación en Hormigón de tres plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		8.2				
Detalle:		MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-126 (LOSA N+0.00)			Rendimiento:	0.0333
Cod.	Equipo, Maquinaria y Herramienta :	Cantidad A	Tarifa B	Costo Horario C= A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
106001	Herramienta menor 5% M/O	1.00	0.400	0.400	0.033333	0.001
SUBTOTAL : Equipo, Maquinaria y Herramienta :					M=	0.001
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.01	4.33	0.043	0.033333	-
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.05	4.05	0.203	0.033333	0.010000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.10	4.10	0.410	0.033333	0.010000
SubTotal : Mano de Obra					N=	0.02
Costo Unitario de Equipo y Mano de Obra :					(M + N) =	0.021
Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD		COSTO C=A*B
321001	Malla Electrosoldada Armex R-126	m2	1.000	2.430		2.430
SubTotal : Materiales:					O=	2.43
Cod.	Transporte:	Unidad	Cantidad A	Tarifa B USD		COSTO C=A*B
						-
SubTotal : Transporte:					P=	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =						2.45
COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = 20%						0.49
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						2.94
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						2.94

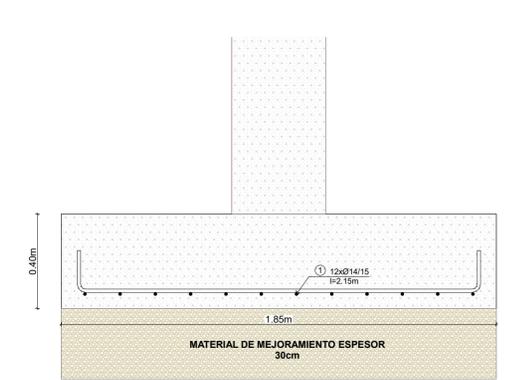
Cantidad de Obra		
Malla Electrosoldada	200.83	m2



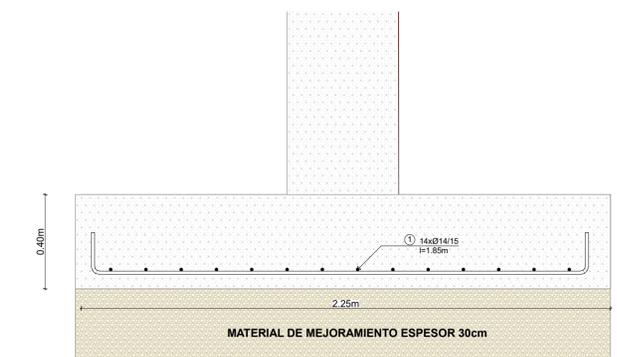
PLANTA DE CIMENTACION 1:70



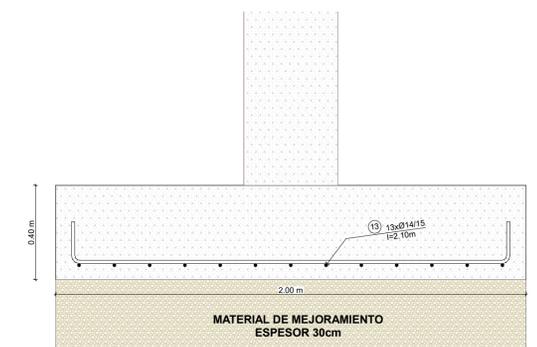
Corte A-A SECCIÓN ZAPATA Z2-1 1:15



CORTE 1-1 SECCIÓN ZAPATA Z2-2 1:15



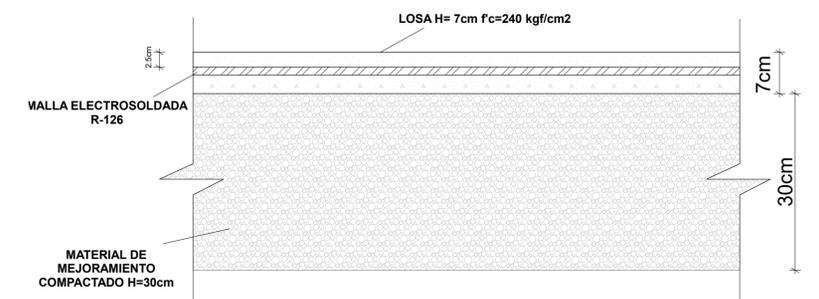
Corte B-B SECCIÓN ZAPATA Z1-1 1:15



1-1 SECCIÓN ZAPATA Z1-2 1:15

PLANILLA DE HIERROS ZAPATAS 1.85x2.30x0.40m						
Mc	TIPO	DIÁMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1	17 215 17	14	36	2.490 m	89.640 m	108.285 kg
12	17 170 17	14	45	2.040 m	91.800 m	110.894 kg
PESO TOTAL: :						219.180 kg

PLANILLA DE HIERROS ZAPATAS 2x2.25x0.40m						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1	17 185 17	14	126	2.190 m	275.940 m	333.336 kg
13	17 210 17	14	117	2.440 m	285.480 m	344.860 kg
PESO TOTAL:						678.195 kg



DETALLE PISO N+0.00 1:6

NOTAS GENERALES:

CODIGOS USADOS PARA EL DISEÑO:

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC.

-SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (AISC 318-19).

**PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL**



ESCALA: INDICADAS

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

OBSERVACIONES

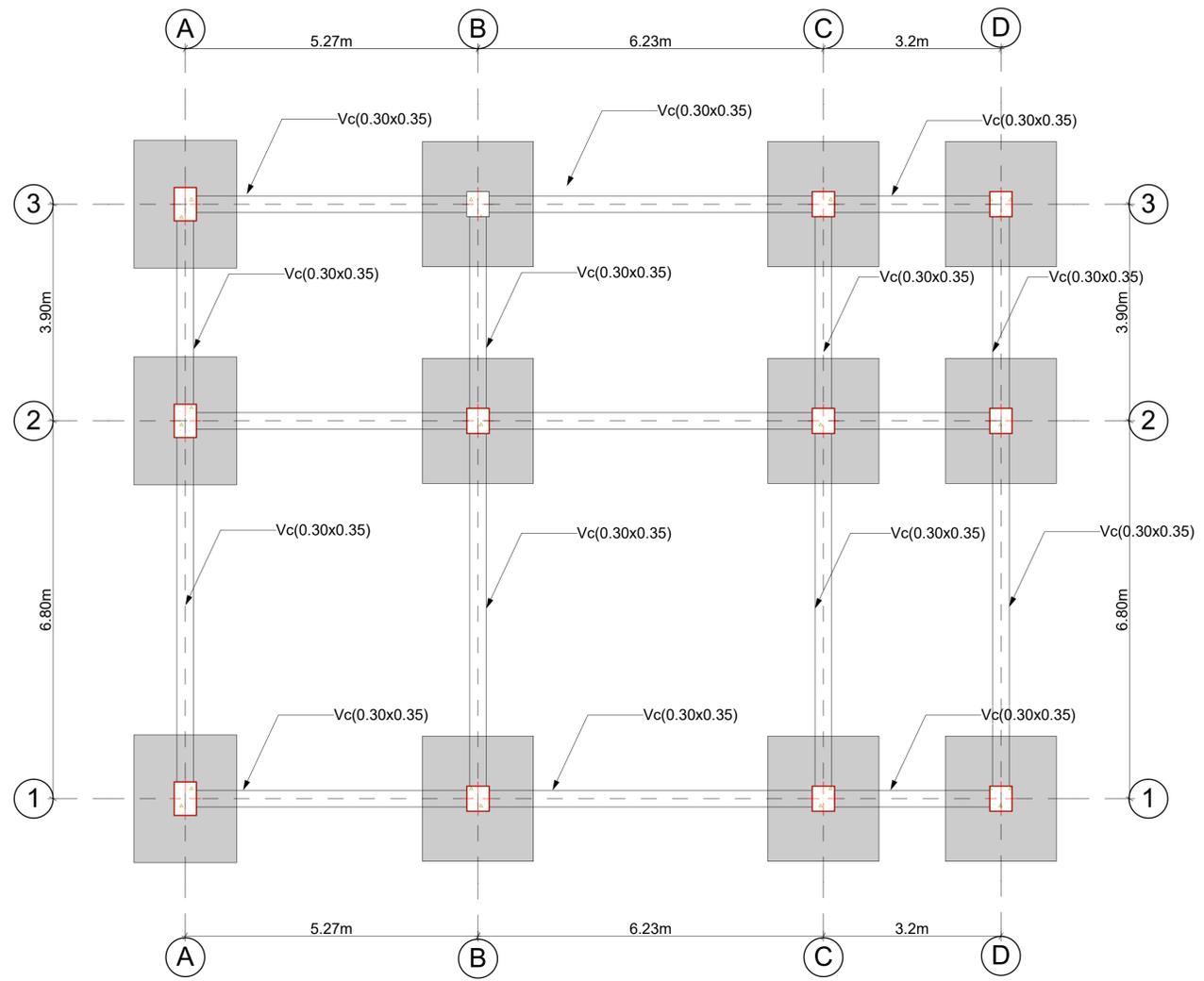
TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS

ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA.
SANTIAGO PARDO E.

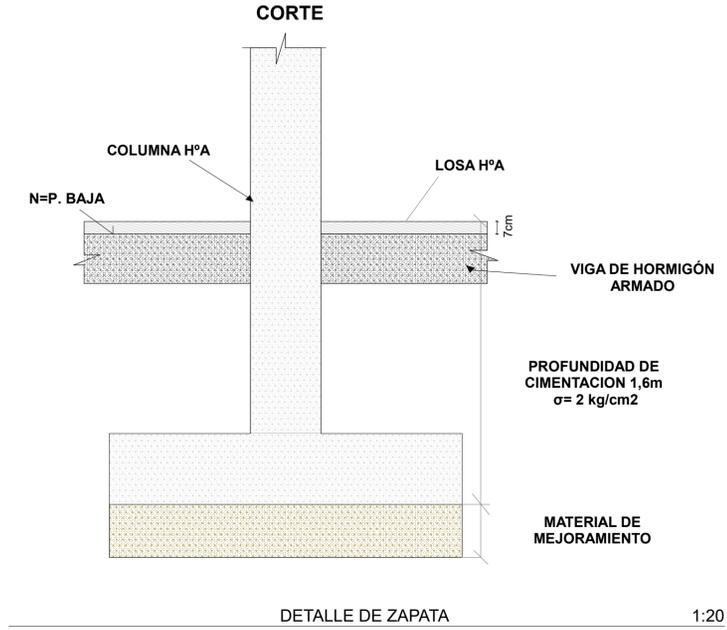
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE:
PLANILLA DE HIERROS ZAPATAS 1.85x2.30.40, PLANILLA DE HIERROS ZAPATAS 2x2.25x0.40, SECCIÓN ZAPATA Z2-1, SECCIÓN ZAPATA Z2-2, SECCIÓN ZAPATA Z1-1, SECCIÓN ZAPATA Z1-2, DETALLE PISO N+0.00, PLANTA DE CIMENTACION

FECHA:
JUNIO-2023

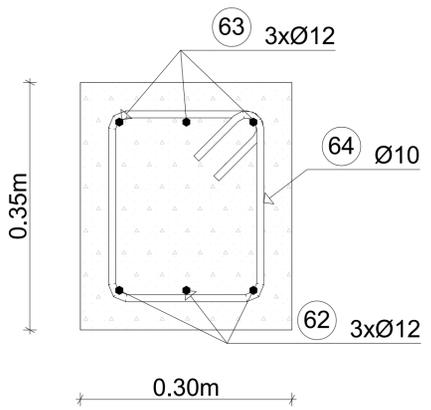
LÁMINA No: 1



VIGAS DE CIMENTACION 1:60



DETALLE DE ZAPATA 1:20



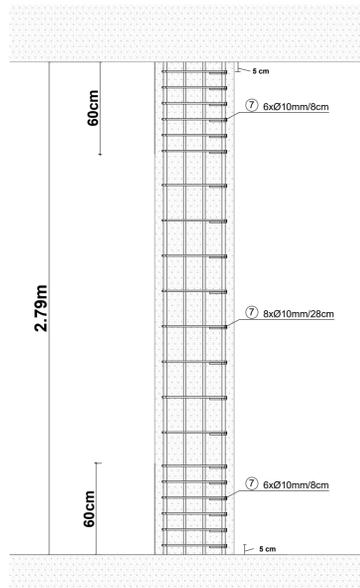
ESQUEMA VIGA DE CIMENTACION 1:5

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
3Ø12mm Mc.63	1Ø10mm c/7cm Mc.64
3Ø12mm Mc.62	1Ø10mm c/14cm Mc.64
Longitud Variable	

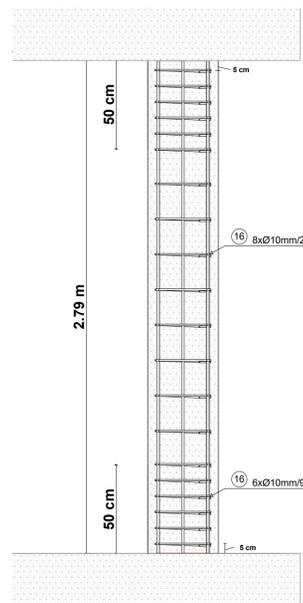
PLANILLA DE HIERROS VIGAS DE CIMENTACION						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
62		12	21	15.208 m	292.803 m	260.009 kg
63		12	21	15.208 m	292.653 m	259.876 kg
64		10	746	1.100 m	820.600 m	506.310 kg
12 suma:						519.885 kg
10 suma:						506.310 kg
Peso Total:						1,026.195 kg

PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
ESCALA: INDICADAS	UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
OBSERVACIONES	TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS	
	ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA. SANTIAGO PARDO E.	
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE: VIGAS DE CIMENTACION, ESQUEMA VIGA DE CIMENTACION, PLANILLA DE HIERROS VIGAS DE CIMENTACION, DETALLE DE ZAPATA		FECHA: JUNIO-2023
		LÁMINA No: 5

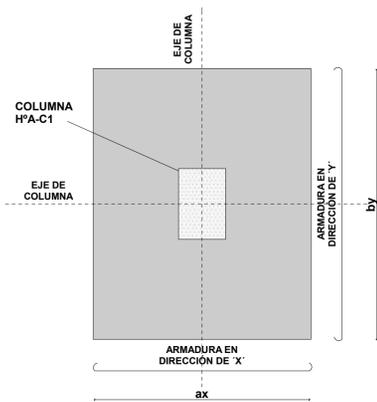
DETALLE Y UBICACIÓN DE COLUMNAS



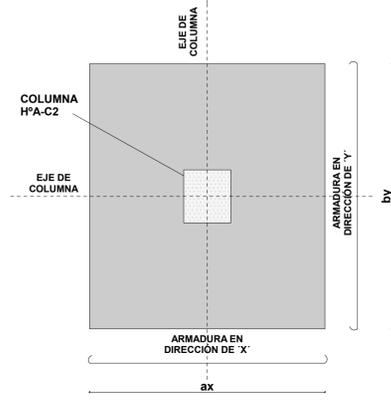
Corte X-X ESTRIBOS C1 1:20



Corte X-X ESTRIBOS C2 1:20



UBICACIÓN COLUMNA C1 1:30



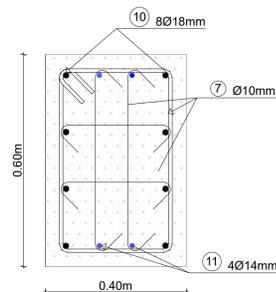
UBICACIÓN COLUMNA C2 1:30

PLANILLA DE HIERROS PARA COLUMNAS

Mc.	TIPO	DIÁMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1		18	8	8.648 m	74.944 m	149.738 kg
2		16	12	8.624 m	111.168 m	175.423 kg
7		10	297	1.800 m	534.600 m	329.848 kg
10		18	24	11.882 m	319.729 m	638.818 kg
11		14	12	11.838 m	155.496 m	187.839 kg
14		20	40	11.906 m	540.241 m	1,332.235 kg
15		16	20	11.858 m	262.761 m	414.636 kg
16		10	778	1.500 m	1,167.000 m	720.039 kg
18		18	8	11.882 m	106.576 m	212.939 kg
19		16	12	11.858 m	157.656 m	248.781 kg
22		10	1504	0.430 m	646.720 m	399.026 kg
23		10	594	0.630 m	374.220 m	230.894 kg
26		10	920	0.480 m	441.600 m	272.467 kg
18 suma:						1,001.495 kg
16 suma:						838.841 kg
10 suma:						1,952.274 kg
14 suma:						187.839 kg
20 suma:						1,332.235 kg
Peso Total:						5,312.684 kg

COLUMNA DE HORMIGÓN C1

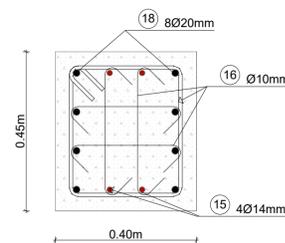
HIERROS	
Longitudinales	Estribos
• 4Ø14mm Mc.11	1Ø10mm c/8cm Mc.7
• 8Ø18mm Mc.10	1Ø10mm c/28cm Mc.7



ESQUEMA COLUMNA 40X60cm 1:10

COLUMNA DE HORMIGÓN C2

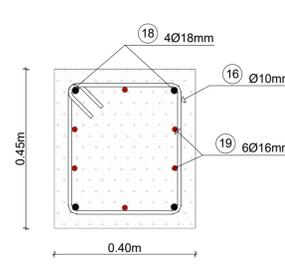
HIERROS	
Longitudinales	Estribos
• 4Ø14mm Mc.15	1Ø10mm c/9cm Mc.16
• 8Ø20mm Mc.18	1Ø10mm c/20cm Mc.16



ESQUEMA DE COLUMNA 1 40X45cm 1:10

COLUMNA DE HORMIGÓN C3

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
• 6Ø16mm Mc.19	1Ø10mm c/9cm Mc.16
• 4Ø18mm Mc.18	1Ø10mm c/20cm Mc.16



ESQUEMA DE COLUMNA 2 40X45cm 1:10

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL



ESCALA: INDICADAS

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

OBSERVACIONES

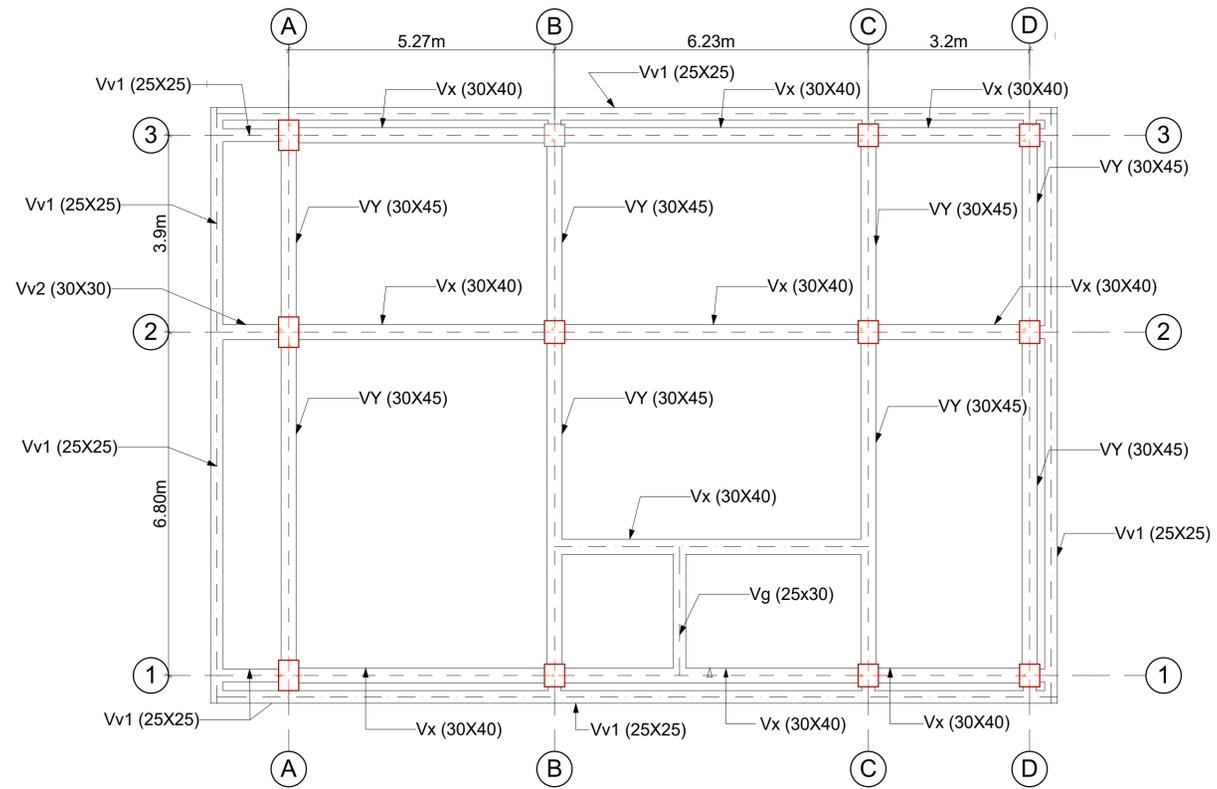
TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS

ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA.
SANTIAGO PARDO E.

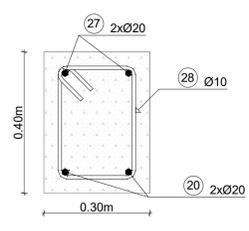
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE:
PLANILLA DE HIERROS PARA COLUMNAS, ESQUEMA COLUMNA 40X60cm, ESQUEMA DE COLUMNA 1 40X45cm, ESQUEMA DE COLUMNA 2 40X45cm, UBICACIÓN COLUMNA C1, UBICACIÓN COLUMNA C2, ESTRIBOS C1, ESTRIBOS C2

FECHA:
JUNIO-2023

LÁMINA No: 3

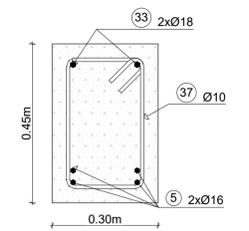


VIGAS EN PLANTA N+3.24 Y N+6.48 1:70



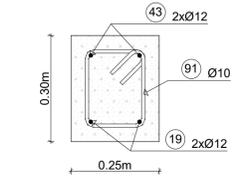
ESQUEMA VIGA VX 1:10

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
2Ø20mm Mc.27	1Ø10mm c/8cm Mc.28
2Ø20mm Mc.20	1Ø10mm c/17cm Mc.28
Longitud Variable	



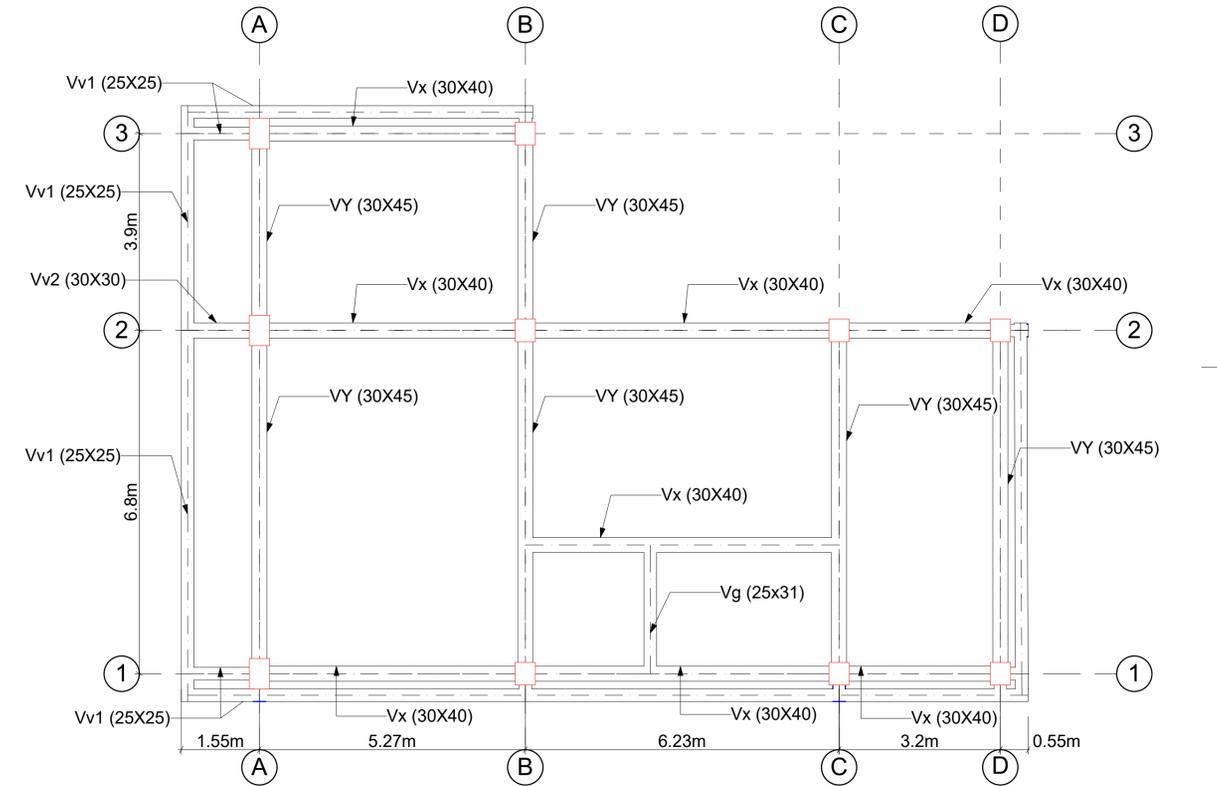
ESQUEMA VIGA VY 1:10

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
2Ø18mm Mc.33	1Ø10mm c/9cm Mc.37
4Ø16mm Mc.5	1Ø10mm c/18cm Mc.37
Longitud Variable	

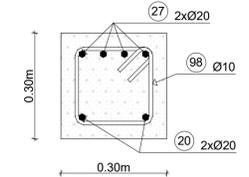


ESQUEMA VIGA Vg 1:10

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
2Ø12mm Mc.43	1Ø10mm c/6cm Mc.91
2Ø12mm Mc.19	1Ø10mm c/13cm Mc.91
Longitud Variable	

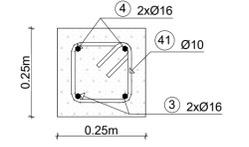


VIGAS EN PLANTA N+9.72 1:70



ESQUEMA VIGA VOLADO Vv2 1:10

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
4Ø20mm Mc.27	1Ø10mm c/8cm Mc.98
2Ø20mm Mc.20	
Longitud Variable	



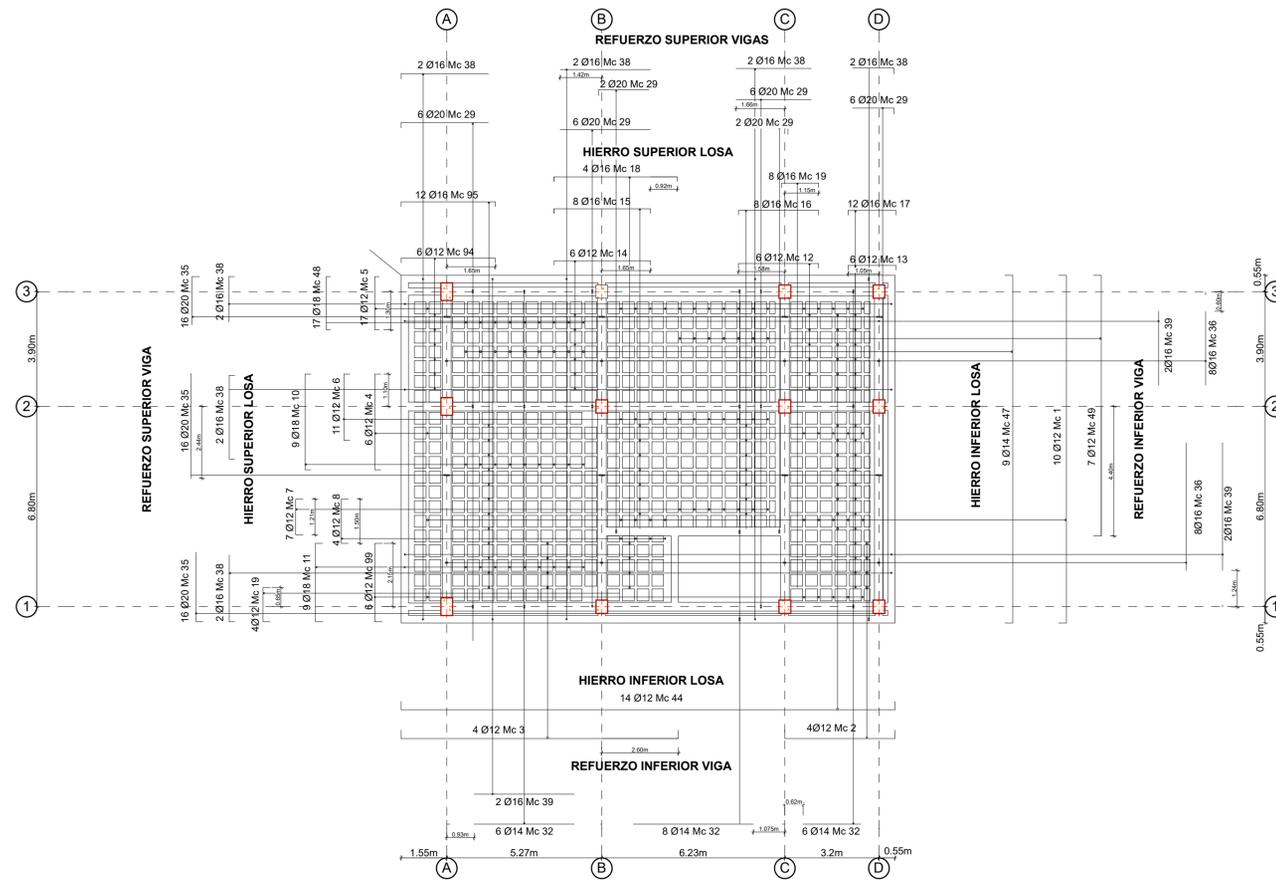
ESQUEMA VIGA BORDE Vv1 1:10

HIERROS	
Longitudinales	Estribos
2Ø16mm Mc.4	1Ø10mm c/4cm Mc.41
2Ø16mm Mc.3	1Ø10mm c/9cm Mc.41
Longitud Variable	

PLANILLA DE HIERROS DE VIGAS EN PLANTAS						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1	VARIABLE	20	16	3.077 m	62.782 m	154.821 kg
2	VARIABLE	20	8	1.650 m	14.014 m	34.557 kg
3	VARIABLE	16	4	12.104 m	53.536 m	84.480 kg
4	VARIABLE	16	4	12.104 m	53.536 m	84.480 kg
5	VARIABLE	16	10	11.454 m	127.340 m	200.943 kg
6	VARIABLE	16	2	11.454 m	25.468 m	40.189 kg
7	VARIABLE	16	4	17.104 m	76.095 m	120.078 kg
8	VARIABLE	16	4	17.104 m	76.095 m	120.078 kg
9	VARIABLE	20	4	3.526 m	14.106 m	34.784 kg
10	VARIABLE	20	4	1.875 m	7.499 m	18.493 kg
11	VARIABLE	20	12	2.583 m	30.759 m	75.852 kg
12	VARIABLE	20	12	2.907 m	34.884 m	86.024 kg
13	VARIABLE	20	12	1.819 m	21.825 m	53.820 kg
14	VARIABLE	16	8	2.310 m	18.480 m	29.161 kg
15	VARIABLE	16	2	2.516 m	5.032 m	7.941 kg
16	VARIABLE	16	2	1.960 m	3.920 m	6.185 kg
17	VARIABLE	16	2	4.077 m	8.154 m	12.867 kg
18	VARIABLE	16	2	3.411 m	6.822 m	10.765 kg
19	VARIABLE	12	2	3.058 m	6.116 m	5.431 kg
20	VARIABLE	20	8	15.500 m	106.904 m	263.625 kg
22	VARIABLE	16	2	2.839 m	5.678 m	8.960 kg
23	VARIABLE	16	2	1.734 m	3.468 m	5.473 kg
24	VARIABLE	16	2	1.323 m	2.646 m	4.175 kg
25	VARIABLE	16	2	1.884 m	3.768 m	5.946 kg
26	VARIABLE	16	2	2.006 m	4.012 m	6.331 kg
27	VARIABLE	20	6	17.200 m	117.600 m	290.002 kg
28	VARIABLE	10	385	1.200 m	462.000 m	285.054 kg
29	VARIABLE	20	8	3.170 m	22.924 m	56.531 kg
30	VARIABLE	16	2	2.633 m	5.266 m	8.310 kg
32	VARIABLE	14	20	3.411 m	64.842 m	78.329 kg
33	VARIABLE	18	8	12.152 m	108.736 m	217.255 kg
34	VARIABLE	16	4	11.604 m	51.536 m	81.324 kg
35	VARIABLE	20	4	2.600 m	10.402 m	25.650 kg
36	VARIABLE	16	8	4.339 m	34.716 m	54.782 kg
37	VARIABLE	10	302	1.300 m	392.600 m	242.234 kg
38	VARIABLE	16	2	2.457 m	4.914 m	7.754 kg
39	VARIABLE	16	2	4.567 m	9.134 m	14.413 kg
41	VARIABLE	10	956	0.800 m	764.800 m	471.882 kg
42	VARIABLE	14	2	2.006 m	4.012 m	4.846 kg
43	VARIABLE	12	2	3.058 m	6.116 m	5.431 kg
91	VARIABLE	10	27	0.900 m	24.300 m	14.993 kg
98	VARIABLE	10	14	1.000 m	14.000 m	8.638 kg
La tabla de hierros muestra las varillas utilizadas en el Nivel N+3.24 la cual es la misma para el N+6.48 y para el Nivel N+9.72 se resume su peso total obtenido.		20 suma:				1,094.159 kg
		16 suma:				914.634 kg
		12 suma:				10.862 kg
		10 suma:				1,022.801 kg
		14 suma:				83.175 kg
		18 suma:				217.255 kg
Peso Total en N+3.24 Y N+6.48 :						6,685.772 kg
Peso Total en N+9.72 :						2,662.334 kg
Peso Total :						9,348.106 kg

NOTA: DETALLE DE REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR DE VIGAS SE ENCUENTRA EN LA ARMADURA DE LAS LOSAS.

PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
ESCALA: INDICADAS	UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
OBSERVACIONES	TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS	
	ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA. SANTIAGO PARDO E.	
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE: PLANILLA DE HIERROS VIGAS, VIGAS EN PLANTA N+9.72, ESQUEMA VIGA VX, ESQUEMA VIGA VY, ESQUEMA VIGA Vg, ESQUEMA VIGA VOLADO Vv2, ESQUEMA VIGA BORDE Vv1, VIGAS EN PLANTA N+3.24 Y N+6.48		FECHA: JUNIO-2023
		LÁMINA No: 2



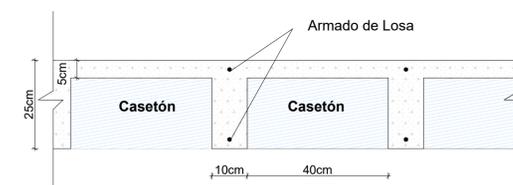
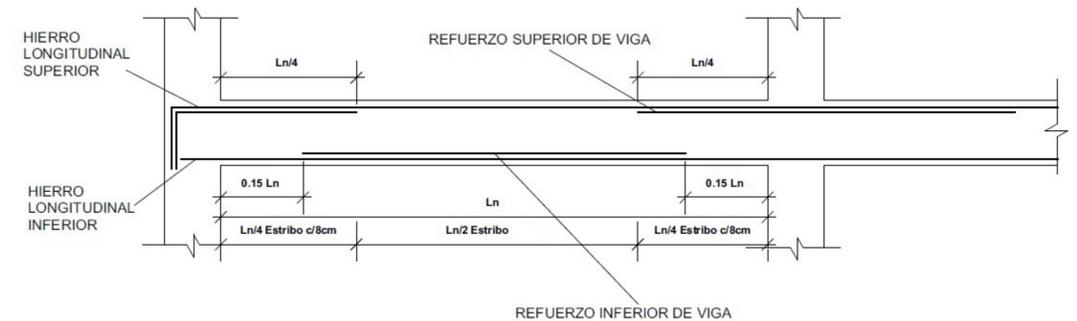
ARMADURA DE LOSA Y REFUERZO EN VIGAS EN N+3.24 Y N+6.48

1:120

PLANILLA DE HIERROS DE LOSAS EN LA EDIFICACION						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1	VARIABLE	12	10	12.011 m	129.707 m	115.180 kg
2	VARIABLE	12	4	4.108 m	16.432 m	14.592 kg
3	VARIABLE	12	4	9.638 m	40.472 m	35.939 kg
4	VARIABLE	12	6	3.538 m	21.228 m	18.850 kg
5	VARIABLE	12	17	2.098 m	35.666 m	31.671 kg
6	VARIABLE	12	11	2.538 m	27.918 m	24.791 kg
7	VARIABLE	12	7	1.498 m	10.486 m	9.312 kg
8	VARIABLE	12	4	1.788 m	7.152 m	6.351 kg
9	VARIABLE	12	4	1.451 m	5.803 m	5.153 kg
10	VARIABLE	18	9	3.682 m	33.138 m	66.210 kg
11	VARIABLE	18	9	3.092 m	27.828 m	55.600 kg
12	VARIABLE	12	6	3.013 m	18.078 m	16.054 kg
13	VARIABLE	12	6	1.848 m	11.088 m	9.846 kg
14	VARIABLE	12	6	3.560 m	21.361 m	18.969 kg
15	VARIABLE	16	8	3.656 m	29.250 m	46.156 kg
16	VARIABLE	16	8	3.109 m	24.873 m	39.249 kg
17	VARIABLE	16	12	1.944 m	23.327 m	36.811 kg
18	VARIABLE	16	4	4.573 m	18.290 m	28.862 kg
19	VARIABLE	16	4	1.644 m	6.574 m	10.375 kg
44	VARIABLE	12	14	17.008 m	258.272 m	229.346 kg
47	VARIABLE	14	9	12.056 m	118.584 m	143.249 kg
48	VARIABLE	18	9	2.242 m	20.178 m	40.316 kg
49	VARIABLE	12	7	9.058 m	66.766 m	59.288 kg
94	VARIABLE	12	6	3.449 m	20.696 m	18.378 kg
95	VARIABLE	16	12	3.545 m	42.545 m	67.136 kg
99	VARIABLE	12	6	2.951 m	17.704 m	15.721 kg
12 suma:					629.440 kg	
18 suma:					162.126 kg	
16 suma:					228.588 kg	
14 suma:					143.249 kg	
Peso Total N+3.24 Y N+6.48:					2.326.806 kg	
Peso Total N+9.72:					960.059 kg	
Peso Total:					3.286.865 kg	

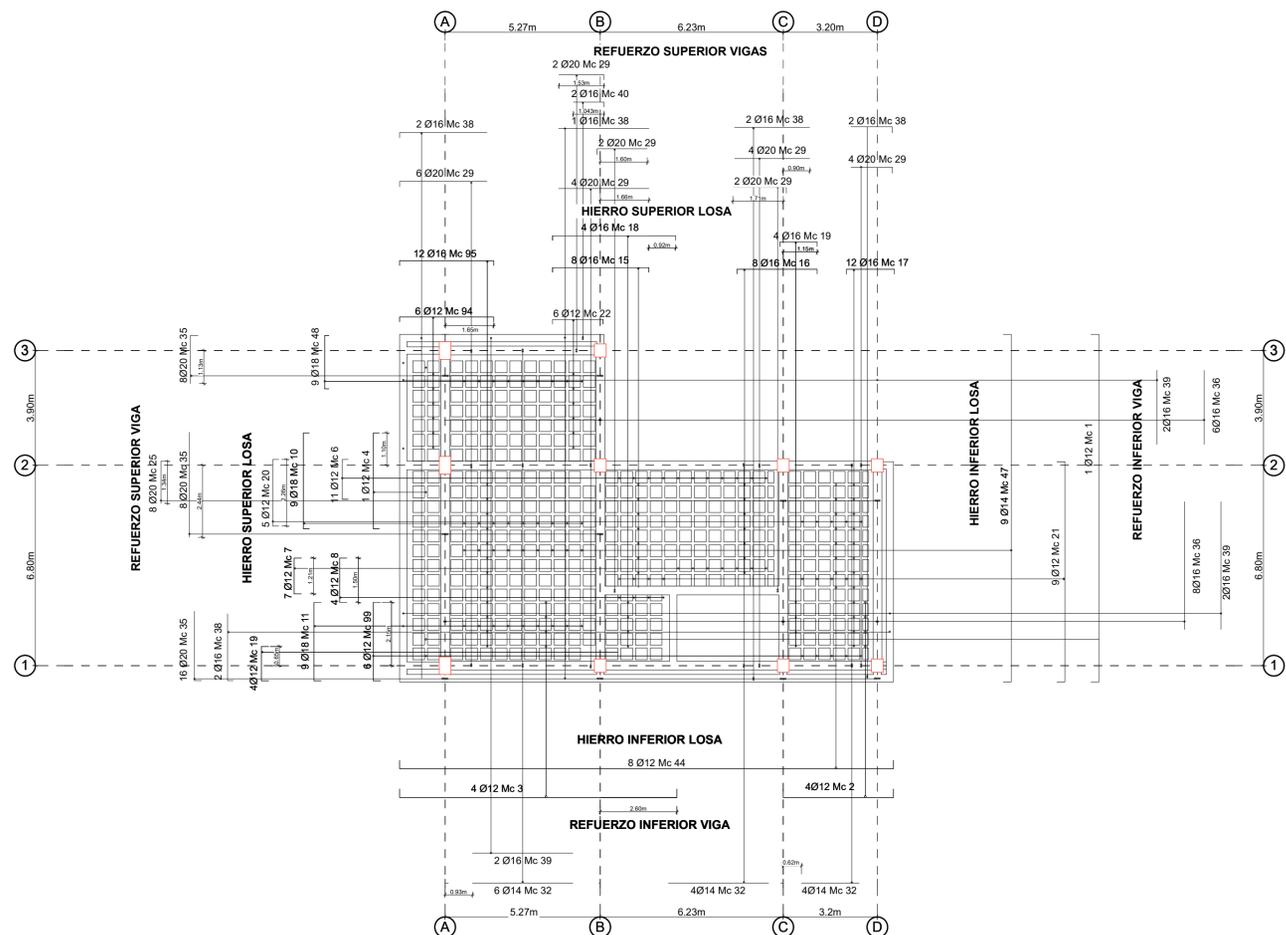
La tabla refleja la planilla de hierros obtenida de la planta N+6.48 la cual es la misma para el nivel N+3.24 y se resume también el total de hierro del nivel N+9.72.

REFUERZOS LONGITUDINALES EN VIGA CARACTERÍSTICA



DETALLE DE LOSA 1:10

NOTA:
COLOCAR EN LA PARTE SUPERIOR DE LA LOSA UNA MALLA ELECTROSOLDADA TIPO ARMEX R- 84 A 2.5cm DE LA SUPERFICIE



ARMADURA DE LOSA Y REFUERZO EN VIGAS EN N+9.72

1:120

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL



ESCALA: INDICADAS

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

OBSERVACIONES

TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS

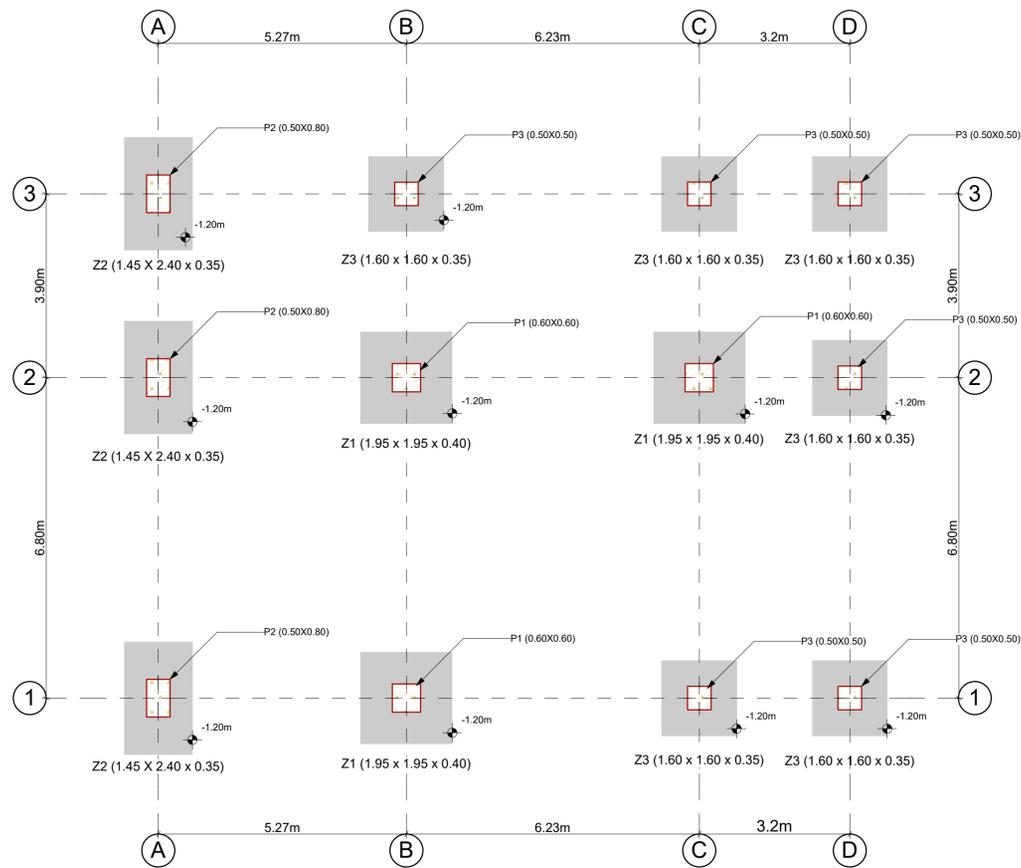
ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA.

SANTIAGO PARDO E.

CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE:
DETALLE DE LOSA, VIGA CARACTERISTICA, ARMADURA DE LOSA Y REFUERZO EN VIGAS EN N+3.24 Y N+6.48, PLANILLA DE HIERROS EN LOSAS, ARMADURA DE LOSA Y REFUERZO EN VIGAS EN N+9.72

FECHA:
JUNIO-2023

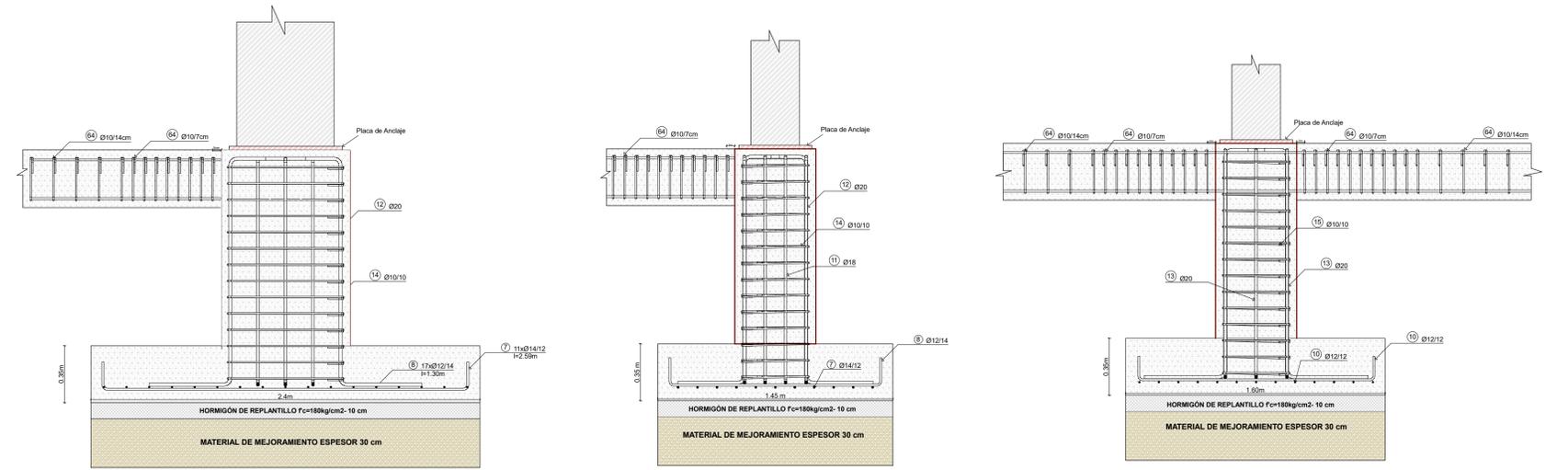
LÁMINA No: 4



N-1.20 ESQUEMA DE CIMENTACION 1:75

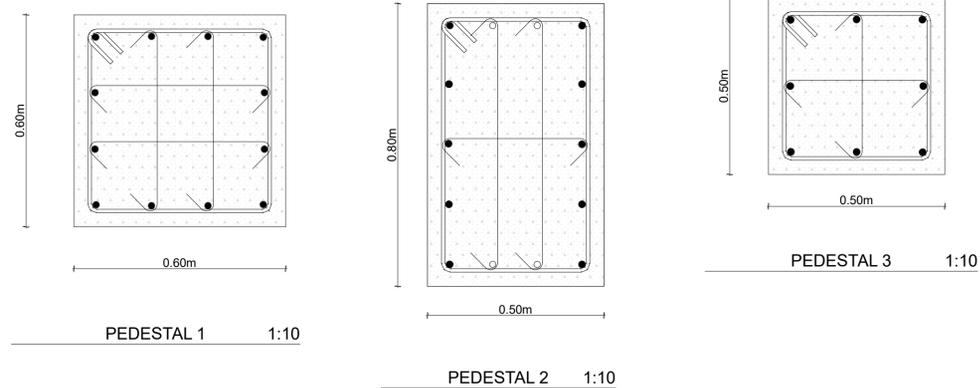
PLANILLA DE HIERROS PEDESTALES						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
1		10	42	2.200 m	92.400 m	57.011 kg
2		10	168	0.630 m	105.840 m	65.303 kg
11		18	12	2.106 m	25.272 m	50.493 kg
12		20	30	2.106 m	63.180 m	155.802 kg
13		20	84	2.177 m	182.868 m	450.952 kg
14		10	42	2.400 m	100.800 m	62.194 kg
15		10	84	1.800 m	151.200 m	93.290 kg
16		10	84	0.830 m	69.720 m	43.017 kg
17		10	210	0.530 m	111.300 m	68.672 kg
				10 suma:		389.487 kg
				18 suma:		50.493 kg
				20 suma:		606.754 kg
				Peso Total:		1,046.735 kg

PLANILLA DE HIERROS ZAPATA Z1						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
10		14	78	2.140 m	166.920 m	201.639 kg
				Peso Total :		201.639 kg



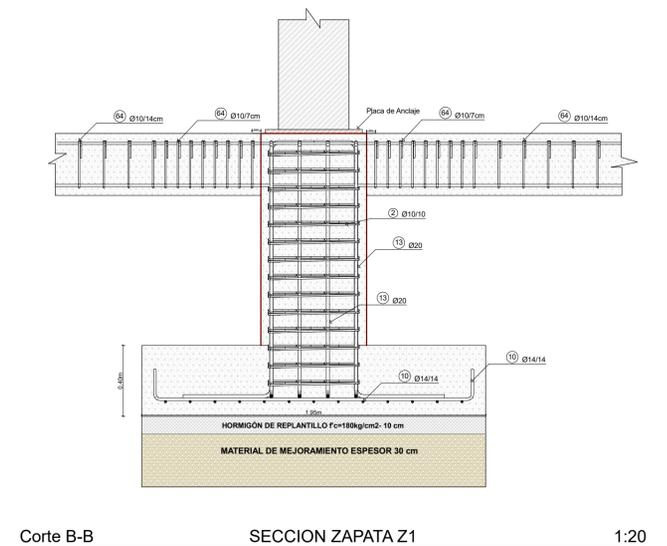
Corte A-A SECCION ZAPATA Z2 1:20 Corte 3-3 SECCION ZAPATA Z2 1:20 Corte B-B SECCION ZAPATA Z3 1:20

HIERROS		HIERROS		HIERROS	
Longitudinales	Estribos	Longitudinales	Estribos	Longitudinales	Estribos
● 12Ø20mm Mc.13	1Ø10mm c/12cm Mc.1	● 4Ø18mm Mc.11 ● 10Ø20mm Mc.12	1Ø10mm c/10cm Mc.14	● 8Ø20mm Mc.13	1Ø10mm c/12cm Mc.15



PLANILLA DE HIERROS ZAPATA Z2						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
7		14	33	2.586 m	85.338 m	103.088 kg
8		12	51	1.636 m	83.436 m	74.091 kg
				14 suma:		103.088 kg
				12 suma:		74.091 kg
				Peso Total:		177.179 kg

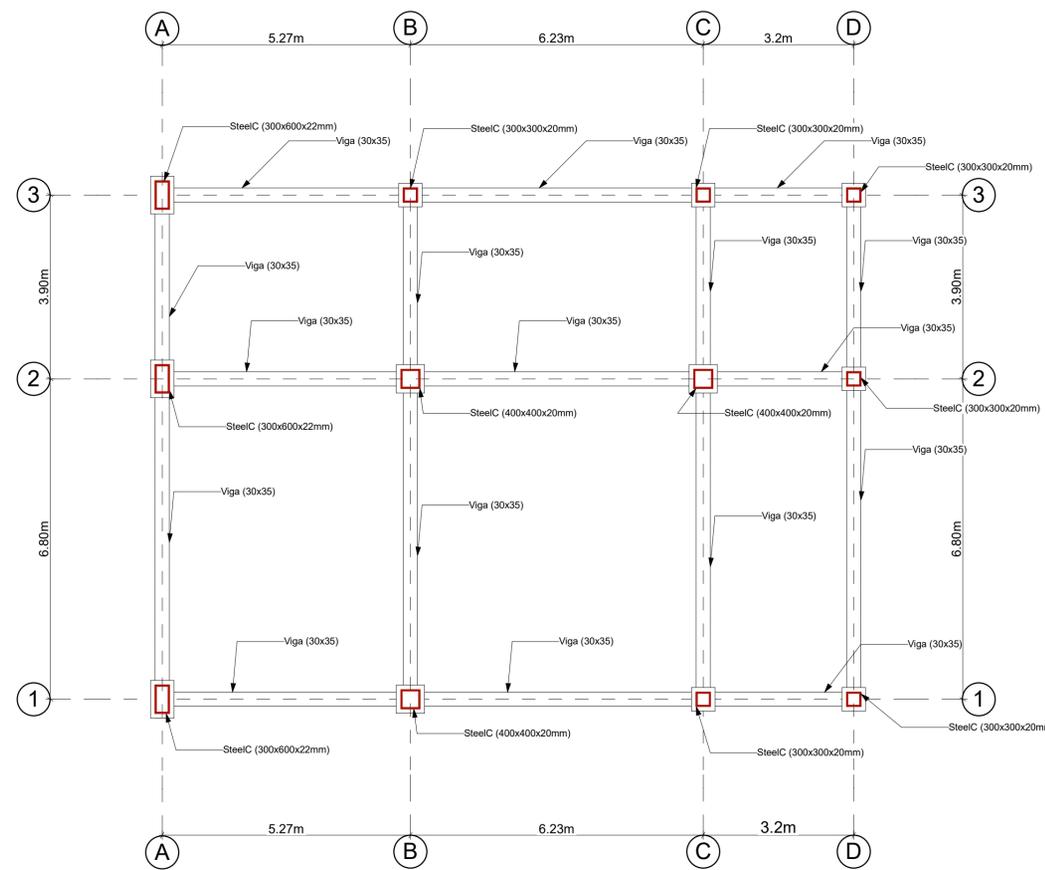
PLANILLA DE HIERROS ZAPATA Z3						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
10		12	156	1.738 m	271.128 m	240.762 kg
				Peso Total :		240.762 kg



Corte B-B SECCION ZAPATA Z1 1:20

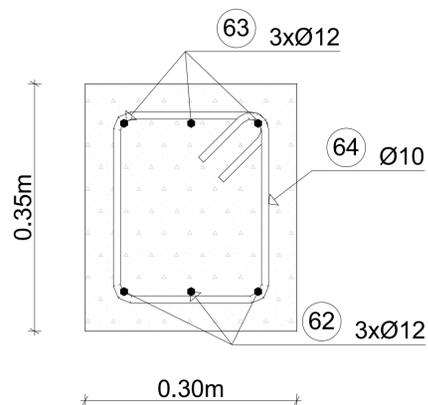
- NOTAS GENERALES:**
- CODIGOS USADOS PARA EL DISEÑO:**
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC.
 - SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (AISC 318-19).
 - AISI s100-2016 (LRFD), ANSI/AISC 360-16 (LRFD) ACI 318-19.
 - NEC-SE-15, AISC-2016(LRFD) Y AWS-15.

PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
ESCALA: INDICADAS	UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
OBSERVACIONES	TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS	
	ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA. SANTIAGO PARDO E.	
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE: ESQUEMA DE CIMENTACION, SECCION ZAPATA Z2, SECCION ZAPATA Z3, SECCION ZAPATA Z1, PLANILLA DE HIERROS Z1, PLANILLA DE HIERROS ZAPATA Z2, PLANILLA DE HIERROS ZAPATA Z3, PLANILLA DE HIERROS PEDESTALES, PEDESTAL 2, PEDESTAL 3, PEDESTAL 1		FECHA: JUNIO-2023
		LÁMINA No: 1

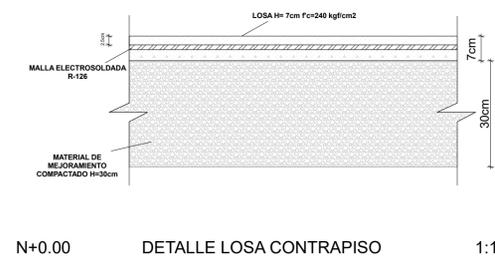


N+0.00 PLANTA BAJA 1:75

PLANILLA DE HIERROS VIGAS DE CIMENTACION						
Mc.	TIPO	DIAMETRO	No.	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL
62		12	21	15.208 m	292.803 m	260.009 kg
63		12	21	15.208 m	292.653 m	259.876 kg
64		10	746	1.100 m	820.600 m	506.310 kg
12 suma:						519.885 kg
10 suma:						506.310 kg
Peso Total:						1,026.195 kg



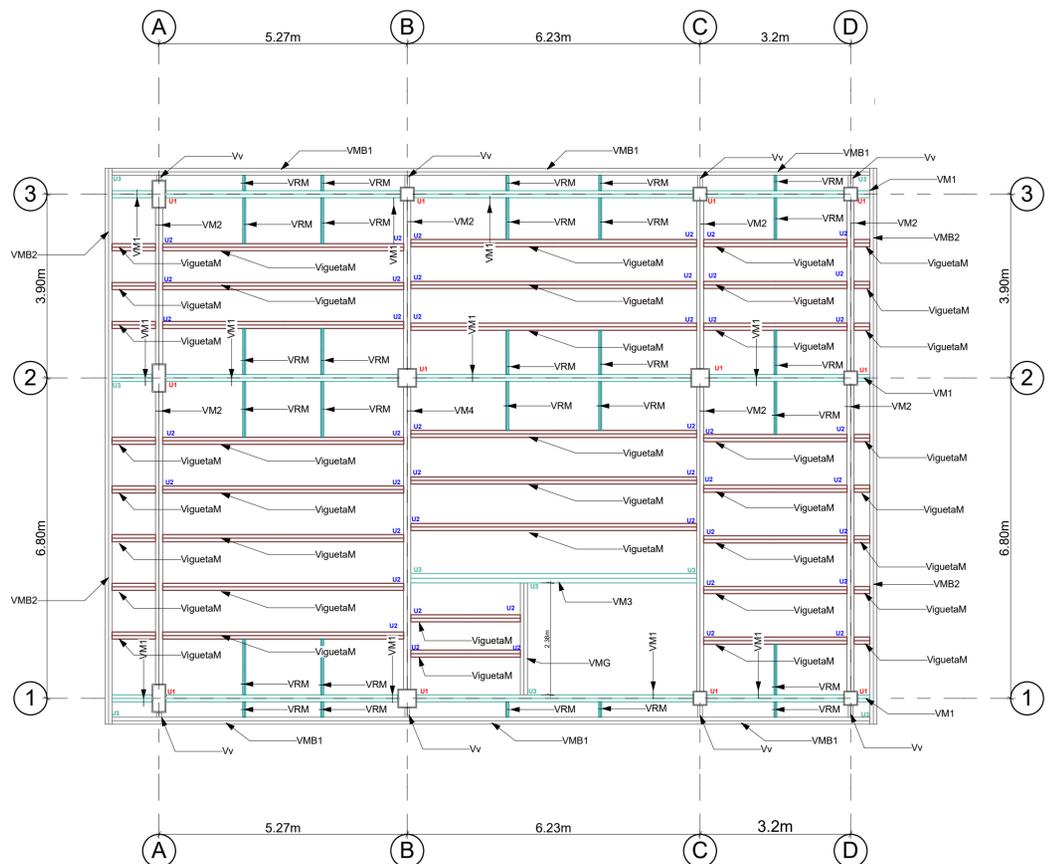
HIERROS	
Longitudinales	Estribos
3Ø12mm Mc.63	1Ø10mm c/7cm Mc.64
3Ø12mm Mc.62	1Ø10mm c/14cm Mc.64
Longitud Variable	



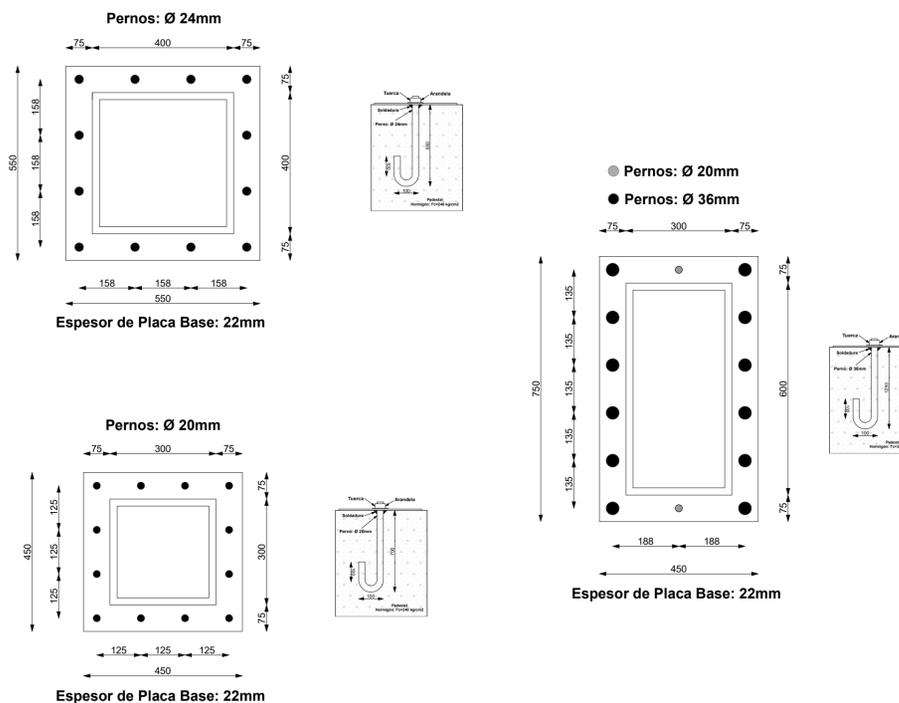
N+0.00 DETALLE LOSA CONTRAPISO 1:10

ESQUEMA VIGA DE CIMENTACION

1:5



N+3.24 PRIMERA PLANTA ALTA 1:75



DETALLE

PLACAS DE ANCLAJE

1:10

NOTAS GENERALES:

HORMIGÓN:

- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
- B)- Hormigón después de 28 días de fabricación, debe tener la resistencia a la compresión $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).
- C)- Hormigón de replantillo $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ o mayor y espesor mínimo de 10cm

ACERO DE REFUERZO:

- A)- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo.

PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL



ESCALA: INDICADAS

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

OBSERVACIONES

TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS

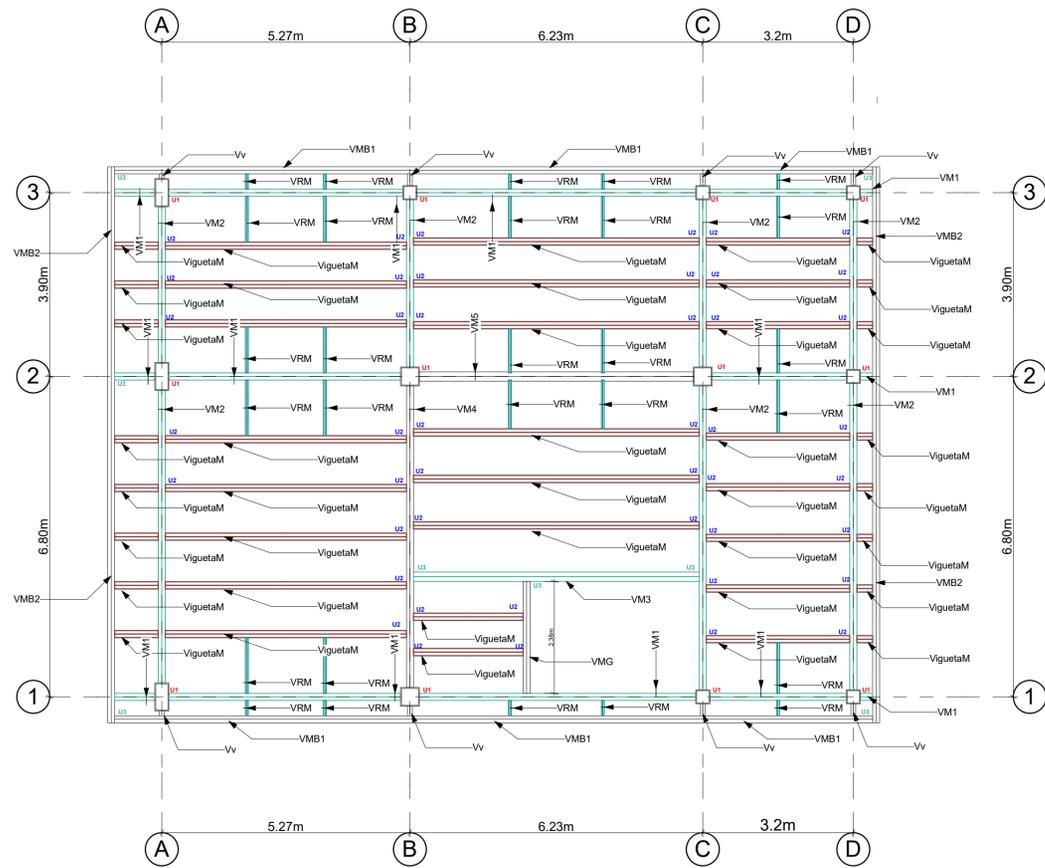
ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA.

SANTIAGO PARDO E.

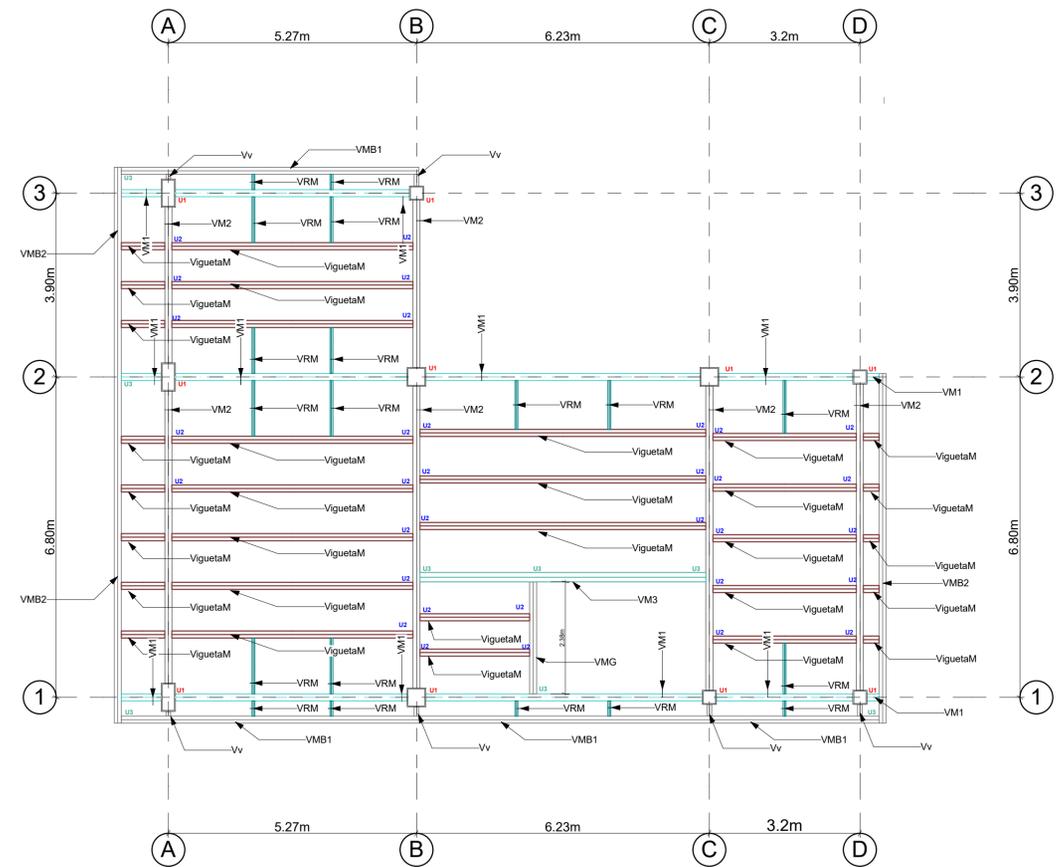
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE:
PLANTA BAJA, ESQUEMA VIGA DE CIMENTACION,
PLANILLA DE HIERROS VIGAS DE CIMENTACION,
DETALLE LOSA CONTRAPISO, PRIMERA PLANTA ALTA,
PLACAS DE ANCLAJE

FECHA:
JUNIO-2023

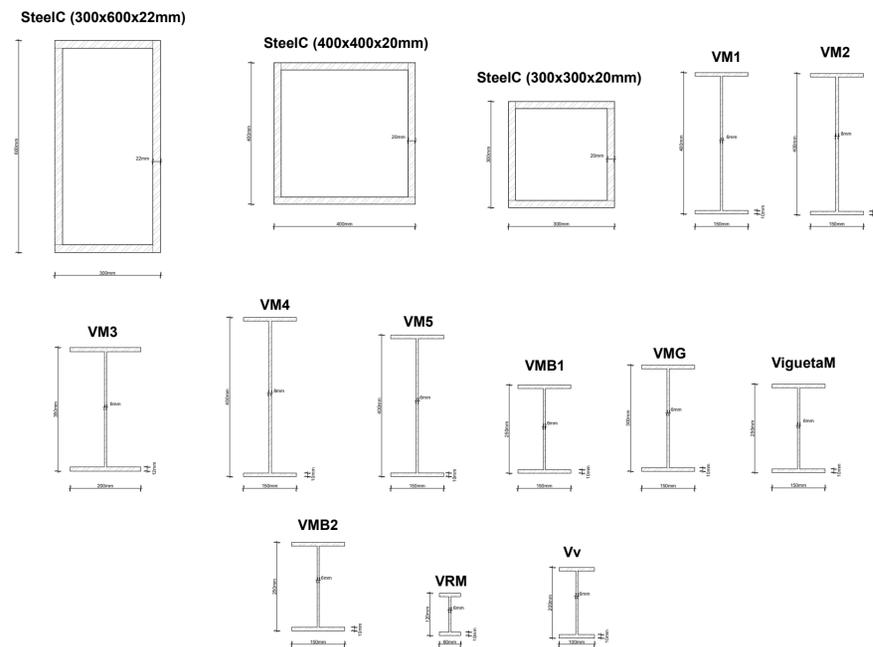
LÁMINA No: 2



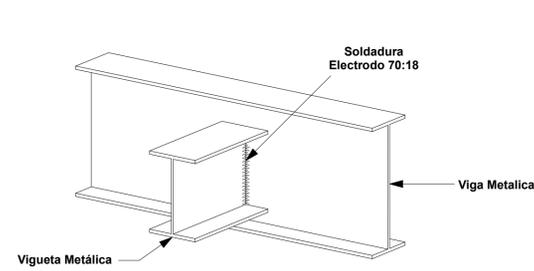
N+6.48 SEGUNDA PLANTA ALTA 1:75



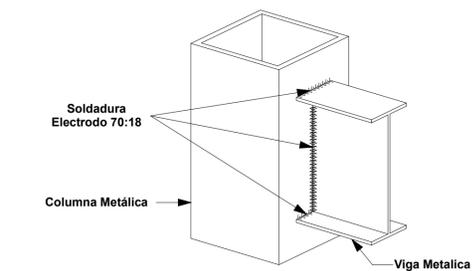
N+9.72 TERCERA PLANTA ALTA 1:75



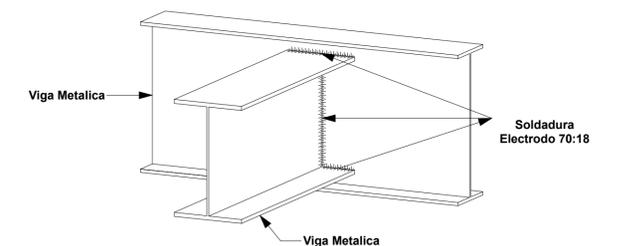
SECCION PERFILES METALICOS 1:10



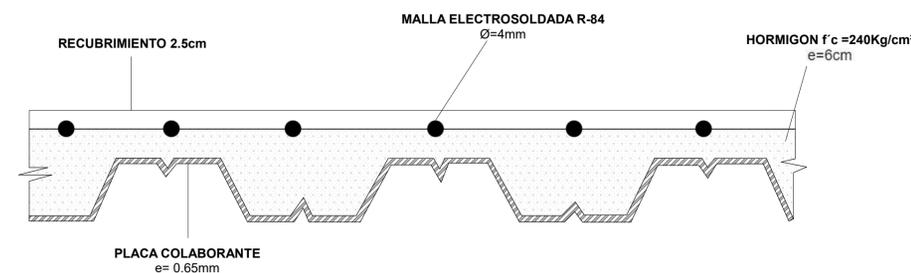
DETALLE UNION 2 A CORTANTE VIGA-VIGUETA 1:10



DETALLE UNION 1 A MOMENTO VIGA-COLUMNA 1:10



DETALLE UNION 3 A MOMENTO VIGA-VIGA 1:10



DETALLE PLACA COLABORANTE ENTREPISOS 1:15

NOTAS GENERALES:
PERFILES METÁLICOS
 · Acero estructural-perfiles metálicos de acero A-36. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y=2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 · Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipos ASTM A-36 o A-50

PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
ESCALA: INDICADAS	UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
OBSERVACIONES	TUTOR: ING.DAVID CONTRERAS	
	ELABORADO POR: CHRISTIAN TENEMEA. SANTIAGO PARDO E.	
CONTIENE PLANO ESTRUCTURAL DE: SEGUNDA PLANTA ALTA, TERCERA PLANTA ALTA, PERFILES METALICOS, UNION 3 A MOMENTO VIGA-VIGA, UNION 1 A MOMENTO VIGA-COLUMNA, UNION 2 A CORTANTE VIGA-VIGUETA, PLACA COLABORANTE ENTREPISOS		FECHA: JUNIO-2023
		LÁMINA No: 3